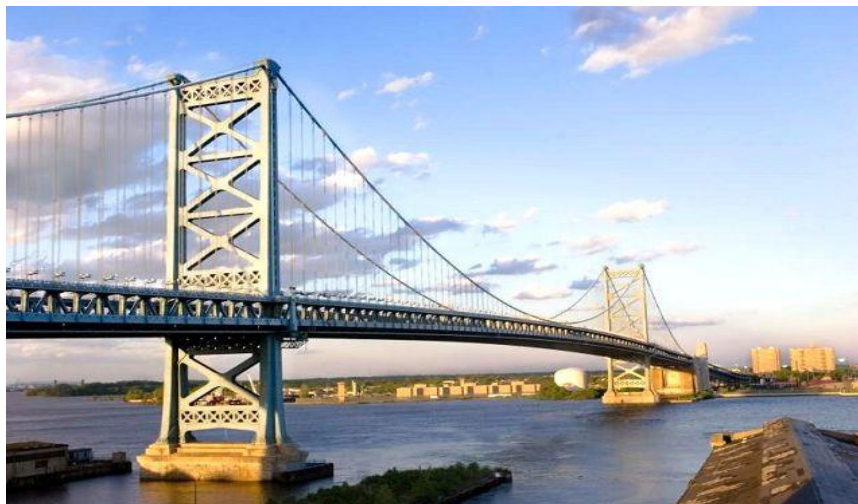




Escuela Técnica  
Superior  
de Ingeniería de  
Caminos y Puertos  
y de Ingeniería  
de Minas

# UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA



## TRABAJO FIN DE GRADO

Diseño y cálculo de puente de hormigón en  
Alhama de Murcia, PK-598 de la A-7(Murcia)

**“Design and calculation of concrete bridge in Alhama de Murcia, PK 598 of the  
A-7 (Murcia)”**



Universidad  
Politécnica  
de Cartagena

**Autor/a: ANA ALMAGRO ARMET**  
**Dirigido por: ALFONSO MARTÍNEZ**  
**CURSO: 2016-2017**









### **Agradecimientos:**

Quisiera agradecer a varias personas por la ayuda que me han prestado en la realización de este trabajo fin de grado y en la obtención del título de ingeniera Civil. Entre ellas, y en primer lugar a mis padres, por todo el apoyo, amor y confianza que me han transmitido durante estos años.

A Alfonso Martínez Martínez por haber confiado en mí en todo momento para la realización de este proyecto, y además por su ayuda y enseñanza, como docente de la facultad y como director de este proyecto.

También quiero agradecer a mi familia, en especial a mis hermanos y mi prima, porque siempre han estado dispuestos a ayudarme, aconsejarme y a enseñarme, y, cómo no, a apoyarme en cualquier momento.

Por último hacer mención a todos mis amigos, en especial, a Andrés y Javi por su confianza y apoyo incondicional, sin duda han sido las personas que más me han ayudado desinteresadamente en la obtención del título y en otros disparates, y siempre han estado ahí cuando les he necesitado.

También nombrar a todas las grandísimas personas que me llevo de Cartagena. No puedo olvidar tampoco a mis amigas Marta, Mireya y Raquel por su apoyo y compañía durante todos estos años.

Gracias a todos porque sin estas ayudas, este trabajo no hubiera sido posible.



**“TODO PARECE IMPOSIBLE, HASTA QUE SE HACE”**

## ÍNDICE DEL PROYECTO

### DOCUMENTO Nº 1: Memoria y anejos.

- Memoria

- Anejos

Anejo nº 1: Localización y cartografía

Anejo nº 2: Estudio geológico- geotécnico

Anejo nº 3: Estudio de soluciones

Anejo nº 4: Equipamientos

Anejo nº 5: Cálculo estructural

### DOCUMENTO Nº2: Planos

-Planos

Plano nº 1: Plano de situación.

Plano nº 2: Plano de ubicación.

Plano nº 3: Plano topográfico.

Plano nº 4: Replanteo.

Plano nº 5: Armadura de los estribos.

Plano nº 6: Vistas de los estribos.

Plano nº 7: Replanteo de los estribos.

Plano nº 8: Armadura de las pilas.

Plano nº 9: Vistas de las pilas.

Plano nº 10: Replanteo de las pilas.

Plano nº 11: Armadura activa de la viga.

Plano nº 12: Armadura pasiva de la viga.

Plano nº 13: Dimensiones de la viga.

Plano nº 14: Armadura de la losa.

Plano nº 15: Vista transversal de la losa y sus detalles.

Plano nº 16: Losa en planta y detalles de las juntas de dilatación.

Plano nº 17: Aparatos de apoyo.

Plano nº 18: Alzado longitudinal del puente.

## RESUMEN.

El objetivo de este Trabajo Final de Grado, cuyo título es "Diseño y cálculo de puente de hormigón en Alhama de Murcia, P.K. 598 de la A-7(Murcia) es el de comprender las fases del diseño y el cálculo de una estructura de hormigón armado y pretensado. La solución propuesta consiste en un puente viga. La estructura presenta un total de 25 m de longitud, una anchura total de 12.7m y un canto de 0.25m. La relación de documentos contenida en este proyecto básico es la correspondiente al estudio de soluciones, justificación de la solución adoptada, cálculo de la solución adoptada y la realización de planos constructivos para su completa definición geométrica.

## ABSTRACT.

The objective of this Final Grade Paper, whose title is "Design and calculation of concrete bridge in Alhama de Murcia, PK 598 of the A-7 (Murcia) is to understand the phases of design and calculation of a structure of Reinforced concrete and prestressed The proposed solution consists of a beam bridge The structure has a total length of 25 m, a total width of 12.7 m and a ridge of 0.25 m The list of documents contained in this basic project is the one corresponding to Study of solutions, justification of the adopted solution, calculation of the adopted solution and the realization of constructive plans for its complete geometric definition.

# MEMORIA



## **1. ANTECEDENTES Y OBJETO DEL PROYECTO**

El presente proyecto tiene por objeto definir las obras e instalaciones necesarias para la realización de un paso superior, en el P.K. 598 de la autovía A-7, en el término municipal de Alhama de Murcia (Murcia).

Además, constituye el ejercicio final de carrera de la autora, requisito necesario para la obtención del título de Ingeniero Civil. El presente proyecto ha sido propuesto como ejercicio final de carrera por D. Alfonso Martínez Martínez, profesor de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Cartagena, se solicitó oficialmente el proyecto en la secretaría de la EICM bajo título: "Diseño y cálculo de puente de hormigón en Alhama de Murcia, P.K. 598 de la A-7(Murcia)".

Con todo lo expuesto, el alumno que suscribe comienza la redacción de este proyecto que será elevado al tribunal calificador de proyectos fin de carrera de la EICM para su aprobación si procede.

## **2. CONDICIONANTES**

### **2.1. CONICIONANTES NATURALES**

#### **2.1.1. TOPOGRAFÍA.**

Está previsto que el paso superior cuente con dos carriles de 3.5 m de distinto sentido, arcenes exteriores de 1.5 m y aceras de 1.35 m en ambos lados. Un total de 11.70 m que se correspondería al perfil longitudinal del tablero.

#### **2.1.2. ACCIONES NATURALES DE CARÁCTER EXCEPCIONAL.**

Este apartado se refiere a acciones naturales extraordinarias a las que queda sometido el puente.

-Climáticas: nieve y viento. Como el puente se encuentra en una zona climática normal, no son de prever valores extraordinarios de estas acciones (ciclones y avalanchas).

#### **2.1.3. PAISAJE.**

La obra se encuentra frente a la entrada norte de la ciudad de Alhama de Murcia y a la entrada sur de Librilla, y se encuentra cercana de otros dos pasos elevados aunque lo suficientemente alejados. Por lo que el paisaje general del entorno no se considera de especial calidad paisajística. Todo lo anteriormente citado denota que nos encontramos en una zona de escaso valor paisajístico y que por lo tanto no se hace necesaria una estructura singular con lo que económicamente supone. A pesar de ello el puente deberá integrarse en el entorno y no aumentar en exceso el impacto visual negativo.

### **2.2. CONDICIONANTES FUNCIONALES.**

#### **2.2.1. TRAZADO**

La estructura se encuentra en el P.K. 598 de la A-7. La longitud que se debe salvar con la estructura que se va a proyectar es de 25 m. En planta, el trazado comprende un único tramo recto de 25 m.

#### **2.2.2. ANCHURA DEL TABLERO**

La anchura total necesaria del tablero es de 12.7 m, distribuidos en dos carriles de 3.5 m, 1.50 m de arcén a ambos lados y 1.35 m a ambos lados para situar la acera y los elementos de contención.

#### **2.2.3. GÁLIBOS**

Según la Instrucción de Trazado: "la altura libre mínima bajo pasos superiores sobre cualquier punto de la plataforma no será inferior a cinco metros y treinta centímetros (5,3m) en carreteras interurbanas y cinco metros (5m) en carreteras urbanas".

### 2.3.CONDICONANTES CONSTRUCTIVOS.

Al ser una obra hipotética consideraremos un plazo de 10 meses, no obstante, asumimos que el presupuesto de ejecución del material será más elevado según se alargue el tiempo de construcción.

### 3. ALTERNATIVAS PROPUESTAS

Hemos optado por la solución más adecuada desde el punto de vista técnico como económico:

- *Análisis de datos naturales y otros condicionantes:* En este paso se obtienen los datos iniciales y condicionantes que influirán principalmente en la definición del ancho de plataforma y la posibilidad en la disposición de apoyos intermedios.
- Examen de varios *criterios de valoración* que nos permitirán facilitar el análisis de las varias alternativas expuestas. Los criterios de valoración considerados fueron la economía, conservación y mantenimiento, comodidad para el usuario y estética.
- *Planteamiento de un máximo de soluciones posibles:* Se determinan las tipologías de puentes y los esquemas resistentes que cumplen con los datos y condicionantes anteriores. Se establecieron como alternativas más viables las siguientes:

- Puente pórtico de tres vanos
- Losa de hormigón armado ejecutado in situ, dos vanos
- Losa de hormigón pretensado.

· *Análisis multicriterio y valoración* de cada alternativa aceptable que dé como respuesta la solución óptima a adoptar. Considerando los criterios siguientes criterios determinantes:

- Económica: la vertiente económica es una de las más importantes dentro de un proyecto de estas características, ya que la finalidad del ingeniero es optimizar los recursos al mismo tiempo que se optimizan los costes.
- Construcción: este criterio tiene en cuenta el plazo de ejecución y los medios de construcción empleados.
- Conservación: este criterio evalúa la vida útil de la obra y el coste del mantenimiento de la misma.
- Estética: este es un criterio que tiene un gran componente subjetivo. La estética, tiene que ver con los acabados y coloraciones uniformes del hormigón, con las impostas, con el tipo de diseño de las pilas, así como con la correcta evacuación del agua del tablero sin que deje manchas y, sobre todo, con una buena integración del puente con el entorno.

Pero al tratarse este proyecto de un ejercicio final de carrera, por elección propia y del tutor, desarrollaremos un puente viga con dos vanos iguales de 12.5 m, con una losa de hormigón armado ejecutado in situ, dos vigas artenas pretensadas y pilas circulares.

#### **4. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA**

La estructura consiste en un puente viga pórtico monolítico de 25 metros de longitud formado por dos vanos de 12.5 metros de luz cada uno. El tablero es constituido por una losa maciza en ambos vanos.

Consta de un ancho total de 12.7 m, necesarios para albergar dos carriles de 3,5m, 1.5 m de arcén a cada lado, y 1,35 m a ambos lados para situar los elementos de contención. El canto es constante y de valor 0.25 m.

La estructura consta de dos vigas artesas prefabricadas iguales, la elección del prefabricado ha sido para reducir los plazos, la reducción del coste y porque ofrecen una mayor calidad de los materiales empleados. Tienen un canto igual de 1.8 m.

Los estribos son abiertos, en la cual el alzado consiste en dos pilas redondas de 1,5 m de diámetro unidas en el extremo superior por un dintel sobre el que se apoyarán las dos vigas.

#### **5. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS.**

El proceso de cálculo de la estructura se ha realizado en dos fases:

-En la primera fase se ha predimensionado, en base a los condicionantes impuestos, cada una de las partes que componen la estructura (sección transversal del tablero, posición de los apoyos y geometría de pilas y estribos) definiéndolas geométricamente.

-Posteriormente, una vez fijada la geometría de los elementos estructurales, se pasa a una fase de análisis y cálculo de las distintas partes:

- Análisis estructural y cálculo resistente del tablero y vigas.
- Análisis estructural y cálculo resistente de los aparatos de apoyo.
- Análisis estructural y cálculo resistente de los estribos y su cimentación.
- Análisis estructural y cálculo resistente de las pilas y su cimentación.

El análisis estructural de cada elemento consiste en la obtención de las solicitaciones actuantes sobre el mismo, representadas en forma de esfuerzos seccionales derivados del modelo matemático de cálculo sobre el que se aplican las acciones.

Por su parte, el cálculo resistente consiste en la obtención de las solicitaciones resistentes de cada elemento estructural, representadas como los esfuerzos que es capaz de resistir cada sección, disponiendo para cada tipo de esfuerzo aplicado de un modelo de comportamiento resistente.

Según lo comentado, la obtención de la solicitación actuante y la resistente se realiza por separado, con una concepción seccional del proyecto de cada elemento estructural. Sin embargo, en algunas zonas de los elementos estructurales donde la distribución de tensiones interna es compleja, debido a la presencia de cargas concentradas o cambios bruscos en la geometría, los modelos de predicción de los esfuerzos resistentes no son aplicables. En estas zonas se recurrirá al empleo de método de las bielas y tirantes para el cálculo resistente.



### Análisis estructural y cálculo resistente del tablero y viga.

Para el análisis estructural del tablero del puente se empleará el modelo viga (1D), realizando un cálculo elástico lineal. Dicho análisis se llevará a cabo mediante el método de rigidez empleándose para ello el programa de elementos finitos SAP 2000.

Una vez ejecutado el cálculo en SAP 2000 se pueden exportar los resultados obtenidos para cada caso de carga analizado, en forma de esfuerzos seccionales, a una hoja de cálculo de Microsoft Excel. Puesto que se está llevando a cabo un análisis elástico y lineal es igual de correcto realizar la combinación de dichos esfuerzos que combinar las acciones. De esta forma, y según las hipótesis de combinación y ponderación establecidas en la IAP y en la EHE, se pueden obtener las envolventes, a lo largo de toda la directriz del tablero, de los esfuerzos más desfavorables para la estructura.

A continuación se realizan los cálculos relativos a la armadura activa pretesa. Después se estiman las pérdidas instantáneas de pretensado. Después se valoran las pérdidas diferidas, que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras activas. Estas pérdidas se deben esencialmente al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia y a la relajación del acero de tales armaduras. Nos queda entonces el pretensado característico final. Todo lo anterior se realiza con la ayuda de Microsoft Excel.

En cuanto a los cálculos relativos a los Estados Límite Últimos (E.L.U.) y el dimensionamiento de la armadura pasiva longitudinal, se seguirá lo expuesto en la EHE. Se verifican:

- Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales.
- Estado límite de agotamiento frente a cortante.
- Estado límite de agotamiento frente a cortante: rasante entre alas y núcleo del tablero.

En cuanto a los cálculos relativos a los Estados Límite de Servicio (E.L.S.) también se seguirá lo expuesto en la EHE:

- Estado límite de fisuración: se comprobará que, una vez que el hormigón del tablero ya ha desarrollado la resistencia característica de proyecto, bajo la combinación de acciones frecuente no se alcanza la descompresión del hormigón en ninguna fibra de la sección, y que bajo la combinación de acciones poco probable no se alcance la fisuración por compresión.

Una vez realizado el análisis estructural y el cálculo resistente en dirección longitudinal del tablero procedemos a operar en dirección transversal, estudiando las alas y las riostras sobre apoyos. Se puede modelizar cada ala como una ménsula empotrada al núcleo central del tablero siempre y cuando las cargas a las que esté sometida sean uniformes en el sentido longitudinal del puente. Se realizará un cálculo elástico lineal, llevando a cabo el análisis mediante el método de rigidez. Para ello se empleará el programa de elementos finitos SAP 2000. En el dimensionamiento de la armadura pasiva y la comprobación de los E.L.U. se empleará el programa PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0.

Las zonas de apoyos, tanto de pilas como de estribos no son aligeradas sino que se macizan. Estas zonas, se denominan riostras, y se analizarán de una forma especial por constituir en sí mismas regiones D. Estos elementos estructurales están sometidos a las cargas que les aplican las celosías longitudinales que constituyen el tablero y las reacciones de apoyo. Se realizará el estudio de la riostra mediante un modelo plano de bielas y tirantes, considerando únicamente las proyecciones en el plano de la riostra de las cargas que transmiten las celosías

longitudinales. Para obtener las tracciones y compresiones que solicitan a las bielas y los tirantes del modelo diseñado recurriremos al programa de cálculo SAP 2000. De forma paralela, se modelizará también la riostra como una viga biapoyada sometida a una carga distribuida que equilibre las reacciones en los apoyos. La longitud del modelo viga será igual al ancho de la riostra a la altura del centro de gravedad de la sección bruta. Las reacciones en los apoyos en pilas y estribos, consistentes en una fuerza vertical y un momento torsor, se obtienen del análisis longitudinal del tablero. Al igual que se hizo en el análisis longitudinal del tablero, por estar realizando un cálculo elástico y lineal, se combinarán y ponderarán los valores de las reacciones obtenidas para cada caso de carga, según los criterios expuestos en la IAP y la EHE. En el dimensionamiento de la armadura pasiva y la comprobación de los E.L.U. se empleará el programa PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0.

En el tablero las cargas concentradas se localizan tanto en los apoyos de pilas y estribos como en las zonas de anclaje de la armadura activa. Según la EHE una carga concentrada aplicada sobre un macizo constituye una región D y, por tanto, el método general de análisis es el de bielas, tirantes y nudos.

#### Análisis estructural y cálculo resistente de los apoyos

Se eligen aparatos de apoyo de neopreno zunchado tanto para pilas como para estribos. Este tipo de apoyos son los más extendidos en la actualidad y están constituidos por placas elastoméricas de neopreno intercaladas con chapas de acero, cuya función es coartar la dilatación del elastómero. Son apoyos elásticos de gran deformabilidad en su plano, debido al bajo valor del módulo de elasticidad transversal del neopreno, pero que coartan, en mayor o menor medida, elásticamente todos los movimientos.

La organización y selección de los aparatos de apoyo requiere adoptar una disposición en planta que coarte al menos los 6 grados de libertad del movimiento de sólido rígido del tablero y verificar la seguridad al despegue y al reptado (de lo contrario se debe anclar los apoyos afectados). Las reacciones en los apoyos se obtienen del análisis longitudinal del tablero. Al igual que se hizo en el análisis longitudinal del tablero, por estar realizando un cálculo elástico y lineal, se combinarán y ponderarán los valores de las reacciones obtenidas para cada caso de carga, según los criterios expuestos en la IAP y la EHE para E.L.S. El predimensionamiento se lleva a cabo recurriendo a catálogos comerciales.

En ambos estribos se ubicarán sendas juntas de dilatación de elastómero reforzado con acero. Se elige este tipo de junta porque las cargas de impacto son perfectamente absorbidas por el dispositivo y porque se trata de juntas de gran durabilidad, estancas y cómodas para el tráfico. El modelo viene determinado por el desplazamiento longitudinal previsible en los estribos, debido a la fluencia y retracción del hormigón y a la dilatación y/o contracción de este derivada de las variaciones de temperatura.

#### Análisis estructural y cálculo resistente de los estribos y su cimentación

Los estribos se componen, considerando a parte su cimentación que es objeto de otro apartado, del dintel, o cabezal, o fustes.

Se realiza por separado el dimensionamiento y comprobación, según lo dispuesto en la EHE, de cada uno de los elementos que componen los estribos; cabezal, murete de guarda y aletas transversales. Se empleará para ello el programa PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0.

Dada la altura de los estribos y puesto que se realizará una cimentación directa se considera que lo más adecuado es emplear pilotes.

El dimensionamiento se realizará de forma independiente para cada una de las direcciones principales. Se empleará en ambos casos el programa PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0.

## **6. MATERIALES**

Por su importancia, cabe destacar los siguientes:

### **HORMIGÓN**

HORMIGÓN EN LOSA:

- Denominación: HA-30/B/20/ IIb

HORMIGÓN EN VIGAS:

- Denominación: HP-50/B/20/ IIb

HORMIGÓN EN PILAS:

- Denominación: HA-30/B/20/IIb

HORMIGÓN EN CIMENTACIONES:

- Denominación: HA-30/B/20/ IIb

HORMIGÓN EN ESTRIBOS:

- Denominación: HA-30/B/20/ IIb

HORMIGÓN DE LIMPIEZA:

- Denominación: HL-10

### **ACERO**

ACERO ACTIVO:

- Denominación: Y 1860 S7

ACERO PASIVO

- Denominación: B 500 SD

NEOPRENO

- Zunchado

## **7. DOCUMENTOS DE QUE CONSTA EL PROYECTO**

### DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA Y ANEJOS

#### 1.1. MEMORIA

#### 1.2. ANEJOS

1.2.1. ANEJO Nº 1. Localización y cartografía.

1.2.2. ANEJO Nº 2. Estudio geotécnico.

1.2.3. ANEJO Nº 3. Estudio de soluciones.

- 1.2.4. ANEJO Nº 4. Equipamientos.
- 1.2.5. ANEJO Nº 5. Cálculo estructural.
  - 1.2.5.1. APÉNDICE 1. Dimensionamiento de la losa.
  - 1.2.5.2. APÉNDICE 2. Dimensionamiento de la viga.
  - 1.2.5.3. APÉNDICE 3. Aparatos de apoyo.
  - 1.2.5.4. APÉNDICE 4. Juntas de calzada.
  - 1.2.5.5. APÉNDICE 5. Dimensionamiento de la pila.
  - 1.2.5.6. APÉNDICE 6. Dimensionamiento de los estribos.
  - 1.2.5.7. APÉNDICE 7. Cálculo de la cimentación.
  - 1.2.5.8. APÉNDICE 8. Altura libre.
  - 1.2.5.9. APÉNDICE 9. Longitud de anclaje y solapo de armaduras.

#### DOCUMENTO Nº 2: PLANOS

- PLANO 1. Plano de situación.
- PLANO 2. Plano de ubicación.
- PLANO 3. Plano topográfico.
- PLANO 4. Replanteo.
- PLANO 5. Armadura de los estribos.
- PLANO 6. Vistas de los estribos.
- PLANO 7. Replanteo de los estribos.
- PLANO 8. Armadura de las pilas.
- PLANO 9. Vistas de las pilas.
- PLANO 10. Replanteo de las pilas.
- PLANO 11. Armadura activa de la viga.
- PLANO 12. Armadura pasiva de la viga.
- PLANO 13. Dimensiones de la viga.
- PLANO 14. Armadura de la losa.
- PLANO 15. Vista transversal de la losa y sus detalles.
- PLANO 16. Losa en planta y detalles de las juntas de dilatación.
- PLANO 17. Aparatos de apoyo.
- PLANO 18. Alzado longitudinal del puente.

## **8. CONCLUSIÓN**

Considerando suficientemente descritas y justificadas las obras que se proponen en este Proyecto de Ejecución, se concluye esta Memoria que, junto con sus anejos y los demás documentos integrantes del Proyecto, presento a la consideración de la Universidad Politécnica de Cartagena y a cuyas competencias del Tribunal concede la aprobación del mismo, si se considera oportuno.

Cartagena, Febrero de 2017

LA AUTORA DEL PROYECTO

## **BIBLIOGRAFÍA**

1. IAP-11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puente de carretera.
2. EHE-08. Instrucción Española del Hormigón Estructural.
3. Instrucción de Carreteras Norma 3.1.-IC.
4. EAE. Instrucción de Acero Estructural.
5. Orden circular 11/2002 sobre criterios a tener en cuenta en el proyecto y construcción de puentes con elementos prefabricados de hormigón estructural
6. Norma 5.2.-IC Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras
7. Máximas lluvias diarias en la España peninsular.
8. Prontuario informático de hormigón estructural
9. SAP. Structural Analysis Program (Programa de Análisis Estructural)
10. COMBINADOR. programa informático para la combinación de acciones
11. Norma Tecnológica NTE-CPI/1977, «Cimentaciones. Pilotes: In situ».
12. [https://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/puentes\\_hormigon/12-manual\\_Disenio\\_Puentes2003.pdf](https://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/puentes_hormigon/12-manual_Disenio_Puentes2003.pdf)
13. Instrucciones de construcción. Nota técnica sobre los aparatos de apoyo para puentes de carretera.
14. Catálogo general de juntas de dilatación. CAUCHOS JEMA, S.A.
15. Longitud de anclaje de puentes.  
<http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/publicom/Capitulo04.pdf>

## **ANEJO Nº1**

### **LOCALIZACIÓN Y CARTOGRAFÍA**

## **ÍNDICE ANEJO Nº 1. LOCALIZACIÓN Y CARTOGRAFÍA.**

1. OBJETO DEL PRESENTE ANEJO.....	20
2. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA .....	20
3. CONCLUSIONES .....	21

## 1. OBJETO DEL PRESENTE ANEJO

El objetivo del presente Anejo es situar la estructura objeto del proyecto.

La estructura se encuentra situada en Alhama de Murcia, Murcia. La finalidad de dicha obra es realizar el puente en la A-7 más concretamente en el P.K. - 598 para la entrada y salida de vehículos de la nueva planta logística de Primafrío.

## 2. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA

La estructura que se está proyectando se encuentra situada en Alhama de Murcia. El término municipal de Alhama de Murcia ocupa una superficie de 311,55 km<sup>2</sup>, situada casi en el centro de la Región de Murcia. Su altura sobre el nivel del mar es de 176 metros. El término municipal se extiende desde las cimas de Sierra Espuña hasta la cumbre de la Sierra de Carrascoy, atravesando la parte central de la llanura prelitoral murciana conocida como valle del Guadaletín.

Cuenta con una población de 21.351 (INE 2015) y una densidad de población de 68.36 hab/km<sup>2</sup>. Asimismo, Alhama de Murcia cuenta con cinco pedanías diferenciadas entre las altas y las bajas. En pleno pulmón de Sierra Espuña se encuentran las pedanías altas, El Berro y Gebas, destacada por sus barrancos. Otras tres pedanías conforma el grupo más al sur de la localidad. Se tratan de la pedanías de Las Cañadas, El Cañarico y La Costera. Y esta limitado entre Mula y Librilla al Norte, Murcia y Fuente Álamo al Este, Mazarrón al Sur, y Totana al Oeste.

Los principales sectores económicos en la población son el agrícola y el sector industrial. Alhama de Murcia se encuentra en pleno auge de actividad económica, ya que cuenta con la empresa cárnica El Pozo, que es la mayor empresa de ese sector de la Región y, con una de las empresas líderes de distribución de productos informáticos, Pc Componentes. Además, está en proceso de construcción Primafrío, la compañía de transporte internacional especializada en transporte refrigerado de mercancía por carretera.

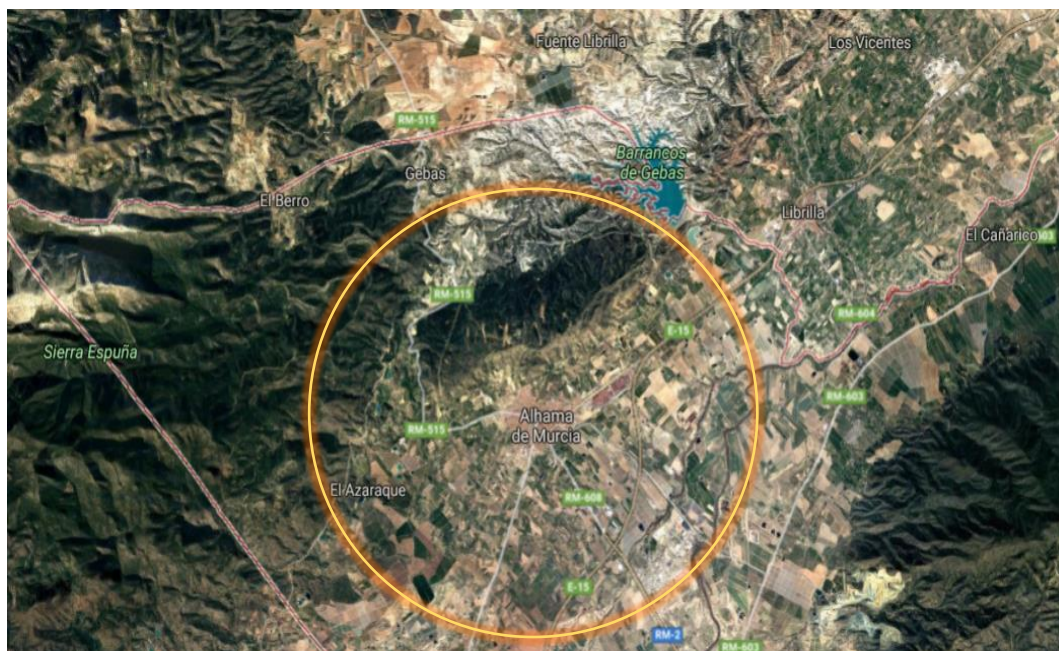


Ilustración 1. Ubicación de Alhama de Murcia



### **3. CONCLUSIONES**

Alhama de Murcia es un con unos 21.298 habitantes. La agricultura sigue formando la base de la economía pero poco a poco se va reduciendo en favor de Comercio asociado con el crecimiento rápido de la población. Es una economía fuerte, pero la administración del pueblo tiene un prudente programa de desarrollo.

Ese quiere decir que el factor económico será preponderante al estético, pero, aunque la estructura se encuentra en un entorno de poco valor paisajístico, sí que hay que cuidar con su aspecto general. Se sitúa justo a la entrada del pueblo.

## **ANEJO Nº 2**

### **ESTUDIO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO**

## **ÍNDICE ANEJO Nº 2. ESTUDIO GEOLÓGICO- GEOTÉCNICO.**

1. OBJETO DEL PRESENTE ANEJO .....	24
2. TRABAJOS REALIZADOS .....	24
2.1. TRABAJOS REALIZADOS .....	24
2.1.1. CAMPAÑA CEICO ENERO 2007 .....	24
2.1.2. CAMPAÑA SEG FEBRERO 2007 .....	24
2.1.3. CAMPAÑA SEG ENERO 2008 .....	25
2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO .....	25
3. GEOLOGÍA .....	26
3.1. ENCUADRE GEOLÓGICO GENERAL .....	26
4. GEOTECNIA .....	26
4.1. UNIDADES GEOTÉCNICAS .....	26
4.2. NIVELES FREÁTICOS Y AGRESIVIDAD DE LAS AGUAS .....	28
4.3. ESTRUCTURAS .....	29

## 1. OBJETO DEL PRESENTE ANEJO

El objeto de este estudio es, determinar las características geotécnicas del terreno que afectan a la estructura y definir las condiciones de cimentaciones más idóneas.

Esta estructura pertenece al proyecto de la nueva Autovía Orihuela-Costa CV-95, por lo que se ha empleado su estudio geológico-geotécnico ya existente.

Cinco puntos son los que deben tratarse en todo estudio geológico/geotécnico:

- Naturaleza de los materiales a excavar y su posible reutilización
- Terreno como cimiento de la estructura
- Incidencia sobre la estabilidad del terreno natural
- Modificación de las condiciones hidrológicas y de drenaje
- Cargas que induce sobre las estructuras (en el caso de muros, estribos...)

## 2. TRABAJOS REALIZADOS

### 2.1. TRABAJOS REALIZADOS

En el presente informe se recogen los resultados de tres campañas geotécnicas, dos de SEG realizadas en febrero de 2007 y en enero de 2008 y otra de CEICO realizada en enero de 2007.

#### 2.1.1. CAMPAÑA CEICO ENERO 2007

En esta campaña, se realizaron un total de catorce sondeos a rotación con extracción de testigo continua y veintiuna penetraciones dinámicas del tipo superpesado. Uno de estos sondeos se encuentra en la zona de nuestra obra. En las siguientes tablas, se recogen la profundidad a la que llegó cada prospección y en el eje que se realizaron según el trazado del proyecto de licitación:

TRAMO	SONDEO	PROF. (m)
Eje 2.1	SR-1	20
Eje 1.2	SR-2	20
Eje 1.2	SR-3	8.4
Eje 2.1	SR-4	45.6
Eje 1.1	SR-5	14.3
	SR-6	9
	SR-7	9
	SR-8	20.7
	SR-9	10.6
	SR-10	10
	SR-11	12.6
	SR-12	10.6
	SR-13	10.6
	SR-15	10.6
Eje 3.1	SR-14	10.6

Ilustración 2.Sondeos campaña CEICO 2007

#### 2.1.2. CAMPAÑA SEG FEBRERO 2007

En esta campaña, para la Conselleria d'Infraestructures i Transports, se realizaron un total de quince sondeos a rotación con extracción de testigo continua, ocho penetraciones dinámicas del tipo superpesado y diecisiete calicatas. En la siguiente tabla, se recogen la profundidad a la que llegó cada prospección y en el eje que se realizaron según el trazado del proyecto de licitación:

TRAMO	SONDEO	PROF. (m)
Eje 2.1	SR-2+130	39,80
	SR-3+580	37,40
Eje 1.1	SR-0+010	23,20
	SR-0+980	20,00
	SR - 1+170	26,00
	SR - 1+345	8,25
	SR - 2+425	30,60
	SR - 5+360	25,40
	SR - 6+783	12,10
	SR - 9+850	15,60
	SR-14+110	35,10
	SR-16+430	20,20
	SR-18+650	20,60
Eje 3.2	SR - 0+265	19,27
Eje 3.1	SR - 0+635	20,00

Ilustración 3. Sondeos campaña SEG 2007

### 2.1.3. CAMPAÑA SEG ENERO 2008

Para el reconocimiento y estudio complementario de los materiales que afectaban al nuevo trazado, así como de las cimentaciones de las principales estructuras que se habían previsto, se planteó conjuntamente con el Peticionario, una campaña geológico-geotécnica, mediante la realización de once sondeos mecánicos, veinticinco pruebas de penetración dinámica, tipo D.P.S.H., y veintiuna calicatas mecánicas. Ningún dato de esta campaña nos interesara.

### 2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Sobre muestras extraídas de los sondeos rotativos y calicatas se realizaron ensayos de laboratorio, siendo estas las más representativas de los diferentes niveles y materiales detectados en el subsuelo.

- Análisis granulométrico por tamizado, según Norma UNE 103-101/95.
- Determinación de los límites de Atterberg, según Norma UNE 103-103/94 y UNE 103-104/93.
- A partir de éstos, determinación del Índice de Grupo y de las Clasificaciones H.R.B. y de Casagrande.
- Determinación de la humedad, según Norma UNE 103-300/93.
- Determinación de las densidades aparente y seca. Determinación de la resistencia a compresión simple según Norma UNE 103-400/93, controlándose la deformación de la probeta y obteniéndose la correspondiente curva tensión-deformación.
- Ensayo de corte directo en suelo según Norma UNE 13401/98.
- Ensayo de compresión triaxial en suelo según Norma UNE 103400.
- Ensayo de consolidación en célula edométrica según Norma UNE 103405.
- Determinación del peso específico de las partículas según UNE 103302 Determinación del contenido en sulfatos y del contenido de la acidez Baumann-Gully de los suelos según la EHE.
- Determinación de la agresividad del agua al hormigón según EHE. Determinación del contenido en materia orgánica según UNE 103204/93.

- Determinación de índice de colapso según NLT 254/99 Ensayo de hinchamiento libre en edómetro según UNE 103.601/96.
- Ensayo Proctor Modificado según UNE 103.501/94.
- Ensayo CBR según UNE 103.502/95.
- Determinación de contenido en sales solubles según procedimiento PT-LQUI-02.
- Determinación de contenido en yesos según NLT 115/99

### 3. GEOLOGÍA

#### 3.1. ENCUADRE GEOLÓGICO GENERAL

El área objeto de estudio se encuadra, desde el punto de vista geológico, en la parte oriental de las Cordilleras Béticas, en su totalidad, dentro de la provincia de Murcia. En general, en el área y/o zona que abarca el trazado de la futura infraestructura, se han observado materiales de edades comprendidas entre el Terciario (Mioceno superior y Plioceno) y el Cuaternario más reciente, depositados después del establecimiento de los grandes conjuntos estructurales. La zona, constituida por sedimentos Terciarios principalmente, presenta una morfología con un marcado control estructural reciente, afectados por plegamientos (anticlinales y sinclinales y fallas en su mayor parte, orientadas en dirección NW-SE que afectan igualmente al Plioceno inferior.

Los mecanismos de erosión en la zona están supeditados a la climatología mediterránea, en la que es frecuente procesos torrenciales al final del verano y principios del otoño (Gota Fría). Los aportes de sedimentos y la intensa erosión, cuando se produce un proceso torrencial, es muy elevado. A todo esto se le ha de añadir la escasa vegetación existente en algunas zonas.

Señalar, que actualmente la topografía original de la zona, se encuentra modificada, en gran parte, por el abancalamiento de los campos, para uso agrícola.

### 4. GEOTECNIA

#### 4.1. UNIDADES GEOTÉCNICAS

Nos encontramos con únicamente materiales cuaternarios indefinidos Qi .Son materiales superficiales que por simplicidad se agrupan en esta unidad. Se trata de materiales por lo general limo-arcillosos de consistencia media.

Todas las muestras ensayadas se han clasificado según Casagrande como CL. En contenido en finos medio es del 79% variando entre el 60 y el 96%. El límite líquido medio es del 27% y el límite plástico medio del 15%. La humedad natural media se sitúa alrededor del 14. En la Figura 4.2.D. se muestra que la humedad natural es prácticamente coincidente con el límite plástico, lo cual da una idea de la consistencia de este nivel. El contenido en sulfatos medio es del 0,16%.

	<b>LL</b>	<b>LP</b>	<b>IP</b>
<b>Media</b>	27,23	15,47	11,77
<b>Máxima</b>	31,60	17,20	16,20
<b>Mínima</b>	23,20	14,10	8,00
<b>Desviación típica</b>	3,17	1,05	2,99

Ilustración 4.Límites de Atterberg

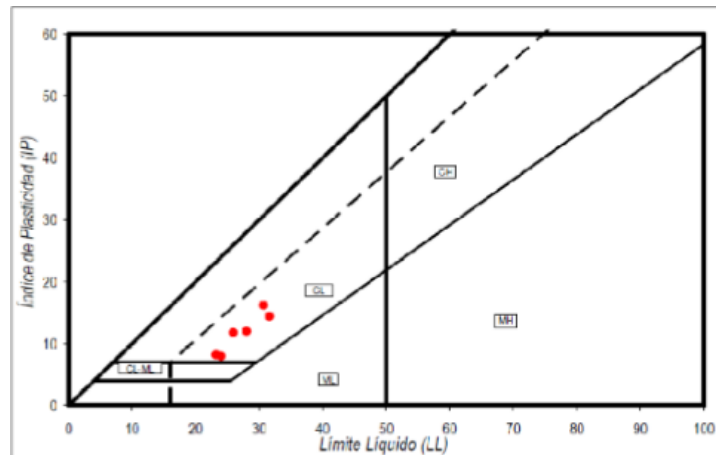


Ilustración 5. Carta de Casagrande

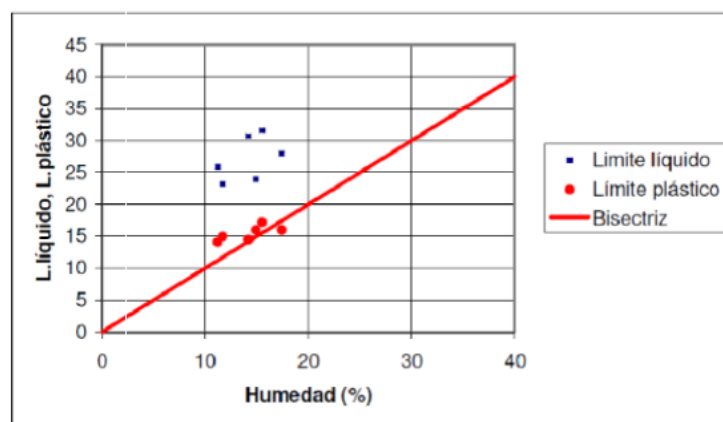


Ilustración 6. Humedad- Límites de Atterberg

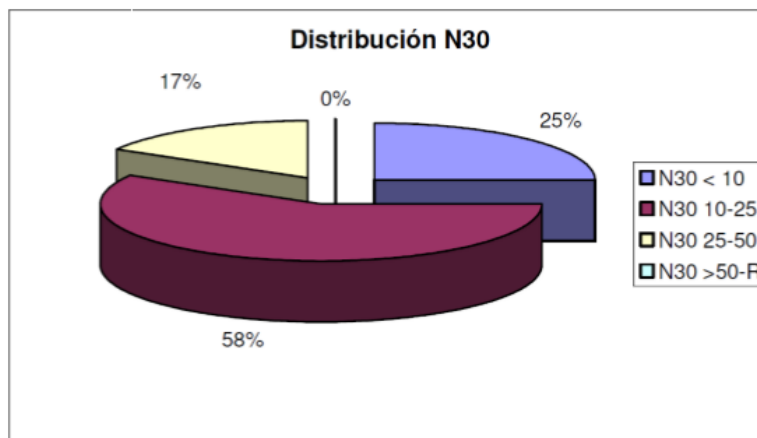


Ilustración 7. Distribución golpes N30 ensayo SPT

La resistencia a compresión simple media es de 1,76 kp/cm<sup>2</sup> variando entre 3,35 y 0,21. Se ha realizado un ensayo de corte directo y se ha obtenido un ángulo de rozamiento de 24° y una cohesión aparente de 0,33 kp/cm<sup>2</sup>. El golpeo medio del ensayo SPT es 16 variando entre 38 y, si bien alrededor del 60% de los ensayos SPT han arrojado golpes inferiores a 10 y 25 tal y como se muestra en la Figura 4.2.E. El golpeo medio golpeo se correlaciona muy bien con la resistencia a compresión simple obtenida de los ensayos de laboratorio. Se observa que no se ha obtenido

ningún rechazo en el ensayo SPT y que en general el golpeo se mantiene bastante disperso en toda la profundidad.

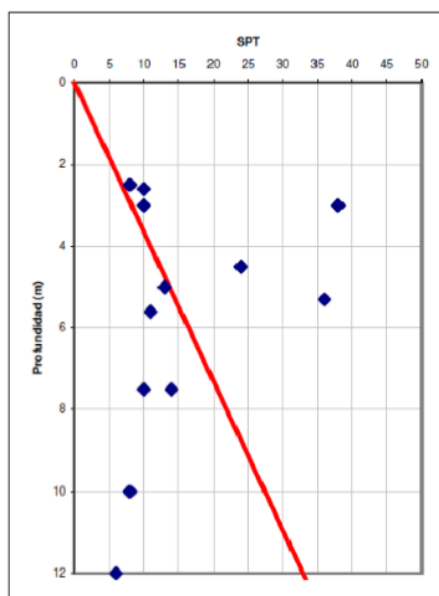


Ilustración 8. Variación SPT con la profundidad

Este nivel se puede caracterizar de manera general con los siguientes parámetros, si bien cuando se haga un estudio más detallado se deberán corroborar con las prospecciones más cercanas.

Densidad aparente	$\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3 = 1,75 \text{ gr/cm}^3$
Densidad seca	$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3 = 1,85 \text{ gr/cm}^3$
Ángulo de rozamiento	$\phi = 29^\circ$
Cohesión	$c = 10 \text{ kPa} = 0,01 \text{ kp/cm}^2$
Resistencia a compresión simple	$q_u = 150 \text{ kPa} = 1,50 \text{ kp/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E = 12000 \text{ kPa} = 120 \text{ kp/cm}^2$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,30$

#### 4.2. NIVELES FREÁTICOS Y AGRESIVIDAD DE LAS AGUAS

En el momento que se ejecutó el sondeo no se detectó el nivel freático y posteriormente no se pudo realizar una medida de nivel. Cuando se perforan materiales más o menos impermeables, pueden pasar varios días hasta que el nivel freático se restablece a su cota inicial en el taladro. Además en la mayoría de los sondeos no se conserva la tubería ranurada instalada. Por esa razón, en las zonas donde se prevea que se van a realizar excavaciones importantes o que se sospeche que elementos de la cimentación puedan estar en contacto con el agua freática, se recomienda realizar comprobaciones adicionales del nivel freático. Al final se obtuvo con un sondeo fuera del contexto de estas campañas que el nivel freático en la zona considerada fuera por debajo de los 6 metros bajo la cota rasante.



El contenido medio de sulfatos de la unidad de apoyo ( $Q_i$ ) es de 1600 lo que con un ataque medio ( $Q_b$ ) de las aguas al hormigón según la EHE (contenido comprendido entre 600 y 3000). Este contenido es útil para luego definir la clase de exposición.

#### **4.3. ESTRUCTURAS**

Basándose en los sondeos SR 11 y SR 15 + 430, se observa que superficialmente el terreno se encuentra muy suelto por lo que los estribos deben ser muros de contención y deben apoyar al mismo nivel que la(s) pila(s) intermedia(s), en caso de existir. Los parámetros de diseño serán los siguientes:

Tensión admisible  $\sigma_{adm} = 2,10 \text{ kp/cm}^2$

Módulo de balasto  $k_{30} = 4,0 \text{ kp/cm}^3$

## **ANEJO Nº3**

### **ESTUDIO DE SOLUCIONES**

## ÍNDICE ANEJO Nº 3. ESTUDIO DE SOLUCIONES.

1. OBJETO DEL PRESENTE ANEJO .....	32
2. DATOS NATURALES. ....	32
2.1. TOPOGRAFÍA.....	32
2.1. ACCIONES NATURALES DE CARÁCTER EXCEPCIONAL. ....	32
2.2. PAISAJE.....	32
3. CONDICIONANTES.....	33
3.1. CONDICIONANTES FUNCIONALES. ....	33
3.1.1. TRAZADO .....	33
3.1.2. ANCHURA DEL TABLERO.....	33
3.1.3. GÁLIBOS.....	33
3.2. OTROS CONDICIONANTES.....	33
3.2.1. PLAZO DE EJECUCIÓN .....	33
3.2.2. PROCESO CONSTRUCTIVO.....	33
3.2.3. EQUIPAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA. ....	33
3.2.4. ESTÉTICA.....	33
4. CRITERIOS DE VALORACIÓN.....	33
4.1. ECONOMÍA VS SINGULARIDAD.....	33
4.2. ASPECTOS TÉCNICOS.....	34
5. ESQUEMA RESISTENTE.....	37
5.1. VARIAS TIPOLOGÍAS.....	37
5.1.1. PUENTE VIGAS.....	37
5.1.2. PUENTE LOSA.....	40
5.1.3. PUENTE CAJÓN.....	41
5.1.4. PUENTE ATIRANTADO.....	42
5.1.5. PUENTE ARCO.....	43
5.1.6. PUENTE PÓRTICO.....	44
5.2. UN SOLO VANO.....	45
5.2.1. TRAMO SIMPLE DE ACERO.....	45
5.2.2. PUENTE ATIRANTADO.....	46
5.2.3. PUENTE ARCO.....	46
5.3. DOS VANOS.....	46
5.3.1. TABLERO LOSA DE HP.....	46
5.3.2. TABLERO CAJÓN DE HP.....	46
5.3.3. PUENTE VIGAS.....	47
5.3.4. TUBOS DE ACERO.....	47
5.4. TRES VANOS.....	47
5.4.1. TRAMOS SIMPLES DE VIGAS.....	47
5.4.2. TRAMOS GERBER.....	47
5.4.3. PUENTE PÓRTICO.....	48
5.5. CUATRO VANOS.....	48
6. VALORACIÓN.....	48

## **1. OBJETO DEL PRESENTE ANEJO**

Se pretende realizar un planteamiento de las posibles alternativas para resolver el paso superior en la A-7, P.K. 598, en la municipalidad de Alhama de Murcia (Murcia), y proponer justificadamente aquellas que a priori resulten más adecuadas, y que van a ser posteriormente analizadas en la siguiente fase del Estudio de Soluciones desde un punto de vista técnico, económico y estético.

Para ello se parte del conocimiento de unos condicionantes naturales y funcionales, que se exponen a continuación.

Seguiremos el método siguiente para llegar a la solución más adecuada tanto desde el punto de vista técnico como económico:

- Análisis de datos naturales y otros condicionantes. En este paso se obtienen los datos iniciales y condicionantes que influirán principalmente en la definición del ancho de plataforma y la posibilidad en la disposición de apoyos intermedios.
- Examen de varios criterios de valoración que nos permitirán facilitar el análisis de las varias alternativas expuestas en seguida.
- Planteamiento de un máximo de soluciones posibles. Se determinan las tipologías de puentes y los esquemas resistentes que cumplen con los datos y condicionantes anteriores. Determinación de las alternativas más viables.
- Análisis multicriterio y valoración de cada alternativa aceptable que dé como respuesta la solución óptima a adoptar.

En las distintas alternativas se analizará principalmente el tablero. Distinguiremos las varias posibilidades según dos variables fundamentales, el material utilizado y la tipología estructural empleada, pero siempre recordando que van asociados un proceso constructivo definido.

## **2. DATOS NATURALES.**

### **3.1. TOPOGRAFÍA.**

Está previsto que el paso superior cuente con dos carriles de 3.5 m de distinto sentido, arcenes exteriores de 1.5 m y aceras de 1.35 m en ambos lados. Un total de 11.70 m que se correspondería al perfil longitudinal del tablero.

### **2.2. ACCIONES NATURALES DE CARÁCTER EXCEPCIONAL.**

Este apartado se refiere a acciones naturales extraordinarias a las que queda sometido el puente.

-Climáticas: nieve y viento. Como el puente se encuentra en una zona climática normal, no son de prever valores extraordinarios de estas acciones (ciclones y avalanchas).

### **2.3. PAISAJE.**

La obra se encuentra frente a la entrada norte de la ciudad de Alhama de Murcia y a la entrada sur de Librilla, y se encuentra cercana de otros dos pasos elevados aunque lo suficientemente alejados. Por lo que el paisaje general del entorno no se considera de especial calidad paisajística.

Todo lo anteriormente citado denota que nos encontramos en una zona de escaso valor paisajístico y que por lo tanto no se hace necesaria una estructura singular con lo que económicamente supone. A pesar de ello el puente deberá integrarse en el entorno y no aumentar en exceso el impacto visual negativo

### **3. CONDICIONANTES**

#### **3.1. CONDICIONANTES FUNCIONALES.**

##### **3.1.1. TRAZADO**

La estructura se encuentra en el P.K. 598 de la A-7. La longitud que se debe salvar con la estructura que se va a proyectar es de 25 m. En planta, el trazado comprende un único tramo recto de 25 m.

##### **3.1.2. ANCHURA DEL TABLERO**

La anchura total necesaria del tablero es de 12.7 m, distribuidos en dos carriles de 3.5 m, 1.50 m de arcén a cada lado, y 1.35 m a ambos lados para situar la acera y los elementos de contención.

##### **3.1.3. GÁLIBOS**

Según la Instrucción de Trazado: “la altura libre mínima bajo pasos superiores sobre cualquier punto de la plataforma no será inferior a cinco metros y treinta centímetros (5,3m) en carreteras interurbanas y cinco metros (5m) en carreteras urbanas”.

#### **3.2. OTROS CONDICIONANTES.**

##### **3.2.1. PLAZO DE EJECUCIÓN.**

No hay limitaciones. Solo se tomará en cuenta el hecho de que cuanto más tiempo se tomara para la obra, más dinero se gastará.

##### **3.2.2. PROCESO CONSTRUCTIVO.**

Se estudiará la posibilidad de prefabricar los elementos del puente, pero favoreceremos la construcción mediante cimbra en caso de elegir como material el hormigón, ya que no hay condicionante especial de plazo de ejecución.

##### **3.2.3. EQUIPAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA.**

El desagüe se efectuará conformemente a la Instrucción de Drenaje Superficial 5.2 I.C. Los elementos de contención seguirán las Recomendaciones sobre criterios de aplicación de pretilas metálicas en carretera, aprobadas por el Orden circular 23/2008.

No hará falta estudiar la iluminación de la obra.

##### **3.2.4. ESTÉTICA.**

Ya hemos comentado que nos encontramos en una zona de escaso valor paisajístico y que por lo tanto no se hace necesaria una estructura singular con lo que económicamente supone. A pesar de ello el puente deberá integrarse en el entorno y no aumentar en exceso el impacto visual negativo. Además se sitúa justo a la entrada de ambos pueblos.

### **4. CRITERIOS DE VALORACIÓN.**

El principal criterio que distinga las alternativas será el económico pero no será el único ya que deben atenderse a criterios funcionales como la seguridad y la comodidad y otros más subjetivos, y otros que en la actualidad no pueden desestimarse como la estética e integración ambiental.

#### **4.1. ECONOMÍA VS SINGULARIDAD.**

Dos son las vertientes que entiendo hay para concebir el puente que nos interesa:

- Diseñar un puente sin alardes técnicos ni pretensiones estéticas, con la tipología más acorde al problema a resolver. Nada de soluciones exhibicionistas. Es el caso de puentes de vigas o puentes losa o en cajón, diseñados de modo que conformen una solución sencilla, integrada en su entorno y manteniendo un diseño estético cuidado.

- Realizar una obra singular, una escultura, un referente. Yéndonos para ello a tipologías vanguardistas pero que comportan menor economía de construcción, como son puentes atirantados o puentes arcos.

Debe tenerse en cuenta en todo momento que el puente que se está proyectando es para un paso superior de autovía, fuera de áreas urbanas, y que va a ser pagado por la administración con dinero público. Luego el criterio económico va a ser de mucho peso, y por esta razón van a ser preferibles soluciones sencillas. Ahora bien, no siempre el criterio primordial para la Administración es el económico, y habrá que ver las soluciones singulares cuánto más caras son, pues a lo mejor sólo suponen un pequeño sobre coste que merece la pena por lo ganado en singularidad y estética. De modo que entiendo son deseables soluciones del primer grupo, y dentro de él preferibles las posibilidades de esquema resistente más económico que permitan, gracias a lo ahorrado, gastar más en subestructuras, encofrados interesantes y equipamientos, elementos vistos y que priman mucho en la estética. Pero sin que esto signifique descartar las soluciones del segundo grupo.

Para valorar económicamente cada solución de puente se entenderá que el coste en el que se incurre es el coste global que incluye no solo los materiales y mano de obra directa sino también cimbras, equipos de elevación, juntas, operaciones intermedias y el mantenimiento que deba tener. Todos los costes en los que se incurra hasta la puesta en servicio de la estructura se consideraran en el factor económico y tras ella en un factor de durabilidad. Otro factor relacionado con la economía será el que valore el plazo de ejecución necesario para poner en servicio la estructura y que por lo tanto se ve influido por la sencillez constructiva y de montaje

#### 4.2. ASPECTOS TÉCNICOS.

##### **MATERIALES**

*Según la tipología del puente y el esquema resistente se puede destacar el material a utilizar preferiblemente. Se tienen materiales básicos, el hormigón y el acero, que representan una gama variada de características y combinaciones. En seguida comentamos unas características generales de estos materiales:*

- **HORMIGÓN.**

*Es el material más utilizado para superar este tipo de luz. Su coste es bastante bajo, y no necesita muchas operaciones de mantenimiento. El plazo de ejecución es generalmente más largo en comparación con las estructuras metálicas. Tenemos hormigones armados y pretensados de varias características resistentes:*

HORMIGÓN	RESISTENCIA
Normal	$\leq 50$ MPa
Alta resistencia	Entre 60 y 100 MPa
Ligero	Entre 30 y 40 MPa , con densidad de 1.8 a 2 Tn/m <sup>2</sup>

- **ACERO.**

Es un material que se emplee también mucho en la ingeniería civil, ya que puede ofrecer más posibilidades en la concepción de puentes que el hormigón. Es más caro pero también más ligero, ya que según la solución adoptada puede venir más viable que otro material. Los plazos de ejecución pueden ser reducidos por ejemplo con la utilización de elementos prefabricados. Pero otro inconveniente importante es el mantenimiento costoso que supone. Se utiliza en barras, hilos o torones como material en tirantes de puentes, o enchapas, perfiles, tubos para constituir los puentes metálicos o mixtos, estos últimos conectados con el hormigón para constituir la estructura básica del puente. Los aceros normalmente utilizados en chapas son:

ACEROS	$f_y$	$f_u$
S235	$\geq 235$ MPa	$\geq 360$ MPa
S275	$\geq 275$ MPa	$\geq 430$ MPa
S355	$\geq 355$ MPa	$\geq 510$ MPa
S460	$\geq 460$ MPa	$\geq 565$ MPa

- **MATERIALES INNOVANTES.**

En cuanto a los materiales “futuros”, que ya se han utilizado pero con poca experiencia, tenemos por ejemplo las fibras de alta resistencia de materiales sintéticos como el kevlar en forma de hilos o bandas, para substituir a la armadura del hormigón. Tienen una tensión de rotura de 2800 MPa y un módulo de elasticidad de 130 000 MPa. Tienen muy baja sensibilidad a los ataques químicos. Aunque ya se ha utilizado, siguen teniendo problemas en los anclajes. Existen también otros tipos de fibras como las de carbono. Cuanto a los materiales que no sean fibras, se puede mencionar los materiales compuestos de fibras de vidrio en matriz de resina de poliéster. Al final obtenemos hormigones que incorporan nuevos componentes, procesos y/o sistemas de puesta en obra. Aunque ahora no existe normativa en la mayoría de los países, ni mucha experiencia en puentes de este tipo, se utilizan más y más. Entrarán en la normativa española dentro de poco tiempo.

Estos materiales se pueden utilizar para intentar solucionar los grandes problemas de conservación que presenta la utilización del acero y eliminar peso propio del dintel, y así reducir el problema resistente.

### **PROCESO CONSTRUCTIVO.**

- **El hormigonado mediante cimbra tradicional.**

Es el sistema de construcción con mayores posibilidades estéticas y de adaptación a las formas resistentes óptimas y a las exigencias del trazado: vigas, losas y pórticos con canto variable, plantas curvas, ancho variable. La supresión de juntas proporciona comodidad y reduce la degradación de la obra. Pero resulta una solución cara y poco frecuente, aunque asumible en estructuras de longitud total moderada con algún vano de al menos 50m y condiciones favorables de apoyo de la cimbra. Cada puente es prácticamente un prototipo.

→ **SE PUEDE GUARDAR ESTE PROCESO CONSTRUCTIVO**

- **La construcción vano a vano**

Es una solución frecuente en viaductos de luces moderadas y gran longitud al sintetizar las ventajas de la continuidad estructural, inherente a los puentes hormigonados in situ, con la fabricación industrializada del tablero. En este sistema el pretensado necesario en cada fase puede ajustarse al requerido en servicio, con el consiguiente ahorro respecto a otras técnicas. Admite canto variable y prefabricación por dovelas, estas siempre celulares. Luces mayores requieren apoyos o atirantamiento provisionales

→ **SE PUEDE GUARDAR ESTE PROCESO CONSTRUCTIVO.**

- **Los tableros empujados.**

Son un sistema que requiere medios auxiliares de coste razonable y proporciona buenas calidades de ejecución al centralizar todas las operaciones en una zona restringida. Solución estructuralmente cara por las condiciones de sollicitación propias del empuje que requieren una sección en cajón con canto importante y constante ( $h/L \sim 1/10$ ). Luces superiores a las óptimas ( $\sim 40$  m) requieren apoyos o atirantamiento provisionales. La principal limitación estriba en que la sección debe tener la suficiente rigidez para resistir las sollicitaciones derivadas del empuje. Por otro lado los elementos que emplea no suponen un coste elevado y centra las operaciones en una de las márgenes que debe quedar disponible.

→ **SE DESCARTA ESTE PROCESO CONSTRUCTIVO.**

- **Los tableros contruidos mediante avance en voladizo.**

Permiten abordar una amplia gama de luces (de 75 a 300 m), tanto en vanos simples compensados como en largos viaductos, sin necesidad de apoyar en el terreno y con medios auxiliares de coste moderado. Pueden aplicarse a estructuras hormigonadas in situ o prefabricadas por dovelas, con canto y curvatura variables o constantes. Para que esta práctica no suponga sobre coste es entonces necesario reducir los esfuerzos durante el avance con algún dispositivo auxiliar (atirantamiento o estructura de suspensión provisional).

→ **SE DESCARTA ESTE PROCESO CONSTRUCTIVO.**

- **La prefabricación.**

Supone reducciones de plazos y a menudo mayor calidad de los materiales empleados. En las soluciones de vigas prefabricadas de hormigón es decisión de proyecto recurrir a vigas de serie básica o diseñar y fabricar ex profeso para la obra, lo que obliga, para que sea económico, a que hayan muchas vigas iguales. Pero en aquellos casos, la economía de esta solución será enorme, tanto por la producción de las vigas (mayor economía cuantas más vigas haya) como por la puesta en obra

→ **SE PUEDE GUARDAR LA PREFABRICACIÓN DE VIGAS DE SERIE BÁSICA.**

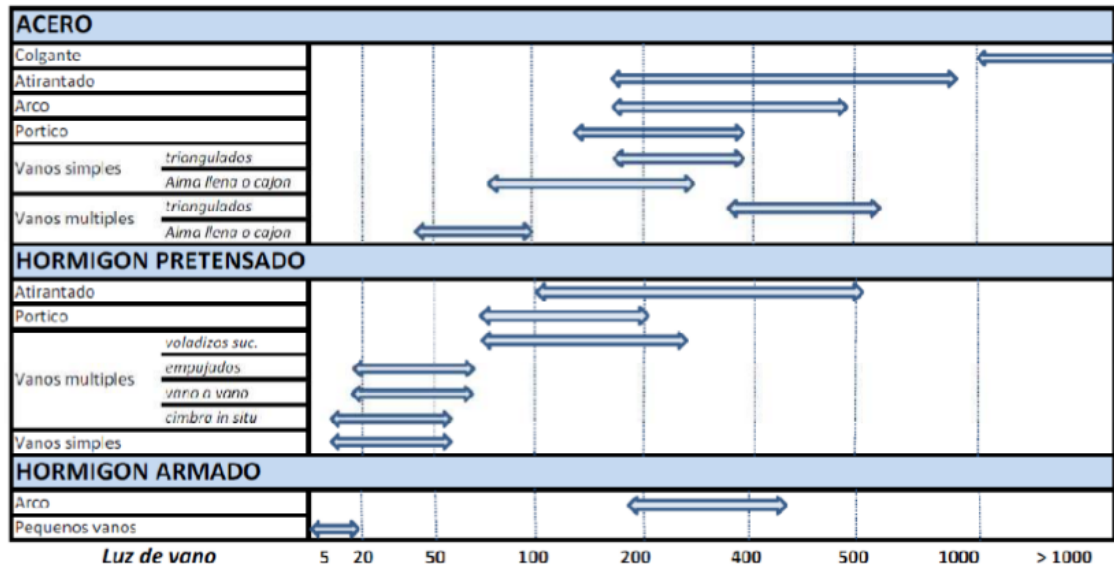
**En conclusión, para las soluciones de hormigón, el proceso constructivo a favorecer será mediante la construcción vano a vano, la cual es viable económicamente. Además, ya que existe y está en funcionamiento la autovía A-7 y se tendrá que cortar el tráfico. Tampoco descartamos el proceso de prefabricación ya que según la tipología de la solución adoptada también puede ser viable.**



## 5. Esquema resistente.

### 5.1. VARIAS TIPOLOGÍAS.

Para proponer soluciones viables, nos apoyamos sobre la experiencia. La tabla siguiente resume las tipologías de puentes generalmente elegidas, en función de la luz del vano.



Así tenemos una idea más precisa de las opciones que podremos desarrollar después de unas observaciones generales.

#### 5.1.1. Puente vigas.

Es una morfología primaria con innegables ventajas constructivas (simplicidad y economía de medios gracias a la prefabricación). Es la solución más económica para puentes de un solo vano o viaductos con luces cortas (menores de 50 m). En su evolución se ha sacrificado la eficacia estructural en beneficio de la simplicidad de ejecución. Se adapta mal a trazados con curvatura (en planta o en alzado). Su estética industrial no es precisamente su principal aliado.

Cuanto al problema constructivo, cada uno de los elementos longitudinales puede realizarse por separado y colocarse entre pilas. Con ello, las piezas a manejar resultan más ligeras y es posible prescindir de cimbras costosas y de apoyar en el terreno al ejecutar el piso del tablero.

La mayor capacidad resistente de las vigas metálicas permite la reducción del número de vigas si lo comparamos por ejemplo con una solución de vigas doble "T" de hormigón. Para una calzada normal de dos carriles, es difícil que sean necesarias más de dos vigas.

### TIPOS DE PUENTES.

- **Tableros de vigas prefabricadas in situ o en planta.**

Se aplican desde las luces más pequeñas hasta los 50 m para el hormigón pretensado y los 100 m para el acero. Se caracterizan por la forma y la separación de las vigas, además de la posible disposición de diafragmas transversales.

#### → Acero

Está formado por una o varias vigas en "U" o por una o varias vigas doble "T", las cuales, con la cabeza superior, constituyen una o varias vigas cajón, o un tablero de vigas doble "T". Se cubren

con una losa de hormigón colaborante, conectada con las almas a través de conectadores. En el caso de secciones mixtas cajón se puede utilizar doble acción mixta, sin más que hormigonar y conectar la chapa inferior y el hormigón en la zona de momentos negativos.

Con luces menores de 30 o 35m, la separación entre vigas puede ser de 3 a 7m. Se suelen utilizar vigas doble T, laminadas y de sección compacta. Es poco frecuente aumentar de 2 el número de vigas longitudinales, pues con este número se obtiene más eficacia en la utilización del acero, y las dos vigas resuelven perfectamente bien una de las ventajas que se buscan en los tableros mixtos como su facilidad constructiva.

Con 4 vigas, para luces moderadas, y si es posible utilizando perfiles compactos de laminación, se puede obtener grandes ventajas económicas con esta disposición. El tablero se simplifica máximo pues las cuatro vigas no tienen ningún tipo de rigidización, ni longitudinal ni transversal, salvo en los apoyos. La losa de hormigón puede reducirse su espesor a 25cm y por tanto se aligera una de las solicitaciones básicas del puente, como es el peso propio de la losa de hormigón.

Para luces mayores que 35m, la sección transversal de doble "T" se mantiene como la sección más adecuada. Se abandona la utilización de vigas de laminación compactas, que resultan antieconómicas, y se utilizan vigas de doble "T" flexibles.

#### → Hormigón

Se suele utilizar para puentes de carretera vigas de doble "T" o vigas en "artesa". La elección entre estos dos tipos de vigas depende principalmente de las condiciones de fabricación. En general la viga "artesa" es más cara y más pesada que la viga en doble "T", dado que la envergadura transversal de la viga es mucho mayor. Con respecto a su respuesta resistente la viga "artesa" es más eficaz que la doble "T", dado que por su mucha mayor rigidez a la torsión mejora los mecanismos de reparto transversal del tablero. Además los problemas de continuidad son más complicados con vigas doble "T".

El criterio de separar las vigas más o menos viene ligado al tamaño de las vigas en sí, al espesor de la losa superior y a la disposición o no de vigas riostras transversales -práctica que prácticamente desaparecido hoy en día. En términos generales puede afirmarse que la tendencia en los últimos veinte años ha sido ir a una mayor separación entre elementos. Ello está motivado por la posibilidad de mover mayores pesos, lo cual permite disponer de vigas más eficientes. En el extremo opuesto figuran las vigas pretensadas por adherencia, menos eficaces a causa de las restricciones de trazado de cables, pero económicas para luces cortas.

Existen muchos procedimientos para aumentar la luz de puentes de vigas prefabricadas sin que los pesos a utilizar sean imposibles de manejar. Entre ellos encontramos la utilización de pilas con ménsulas transversales, que además de permitir luces mayores, se eliminan los apuntalamientos provisionales. Estas ménsulas se disponen, en este caso, en "cruz" para tender con una sola pila a dinteles de autopistas muy anchos.

#### • Los puentes de vigas hormigonadas mediante cimbra.

Los tableros formados por vigas hormigonadas in situ participan únicamente la mejora resistente en relación con el reparto uniforme de la rigidez. Presentan sus características propias, como es una mayor separación de vigas que las prefabricadas, así como vigas más pesadas y menos perfiladas ya que aquí el peso y el tamaño de las vigas son menos importantes y conviene simplificar un encofrado que se repite pocas veces. Es bastante usual la disposición de dos vigas en los tableros de mayor longitud. Su industrialización puede hacerse a base de grandes cimbras apoyadas en el

suelo o cimbras auto portantes, siendo más rentable si el número de vanos es importante, debiendo entonces diseñarse con continuidad, dando lugar a los puentes contruidos vano a vano, mediante cimbra autoportante y frecuentemente autolanzable. En cuanto al ámbito de luces que cubre este tipo de puentes, es de las luces más pequeñas hasta los 40 o 50 m. Su problemática es la de todos los puentes hormigonados in situ y por tanto muy similar al de las losas aligeradas, pero de rendimiento resistente peor, así que no se utilizan demasiado.

Los tableros de vigas hormigonados in situ tienen una ventaja clara respecto a los prefabricados, Así como en estos, la continuidad estructural entre tramos es poco frecuente. Cuando utilizamos vigas doble T y la mayoría de las veces incompleta, en este caso y debido al procedimiento constructivo utilizado, casi siempre son continuos, incluso para el peso propio, lo que establece una mucha más equilibrada distribución de los momentos flectores longitudinales.

### **TRAMOS SIMPLES O CONTINUOS**

Los tramos que forman los distintos vanos pueden ser independientes estructuralmente, conformando una estructura isostática, o un tablero continuo, conformando una hiperestática. Las estructuras hiperestáticas son más eficientes desde el punto de vista estructural para asientos diferenciales pequeños. Sin embargo, las estructuras isostáticas se prestan fácilmente a la prefabricación lo que supone una gran ventaja económica. En el supuesto hiperestático la solución más eficiente es aquella que minimiza los esfuerzos sobre los vanos para lo cual los vanos de acceso deben suponer entre 0.7 y 0.8 veces la luz del vano central de manera que los momentos flectores positivos máximos sean similares en todos los tramos.

- **TRAMOS SIMPLES**

Es la disposición más usual. Las vigas se apoyan sobre los pilares por medio de apoyos de neopreno y sobre o entre ellas se hormigona el tablero. Las vigas suelen ser de canto constante aunque la variación de canto en vientre de pez supone mayor ahorro de material. Se necesita una junta de dilatación encima de las pilas, que convierte a una conducción incómoda lo que determina que prácticamente ha desaparecido su uso.

- **TRAMOS SEMI CONTINUOS**

Estas uniones consisten en establecer la continuidad entre los vanos, exclusivamente a nivel de la losa superior. Las vigas quedan separadas y apoyadas sobre las pilas. Esta unión tiene como misión eliminar las juntas de dilatación del pavimento, proporcionando una rodadura mucho más confortable. Un problema asociado a esta unión es el hecho de que la dilatación del puente se acumula vano a vano, con lo cual el tamaño de los apoyos, si son de neopreno aumenta también. Las juntas de dilatación se disponen solo en los extremos del puente, lo cual mejora mucho el confort de paso.

- **TRAMOS CONTINUOS**

Ahora la continuidad estructural se establece la continuidad tanto en la viga como en la losa, de manera que para las acciones de carga muerta y de sobrecarga el puente se comporta de la misma manera que un puente continuo. No ocurre el mismo para el peso propio, que funciona como simplemente apoyados. El armado de continuidad puede realizarse solo mediante armadura pasiva, tanto en losa superior como en talón inferior (si las vigas son prefabricadas, ello exige esperas) o bien armadura pasiva y activa. La continuidad introduce problemas constructivos complejos (cajeados en extremos de vigas, fases adicionales de pretensado y mayores plazos de ejecución) y desvirtúa el sentido de la prefabricación del tablero.

- TRAMOS GERBER

Este tipo de tablero se suele utilizar cuando la luz que se desea salvar con las vigas prefabricadas es mayor que la longitud de la viga. Se compone de tramos sobre pilas y tramos intermedios apoyados sobre los primeros. Las uniones entre tramos son obligatoriamente a media madera. El tramo sobre pila puede ser “in situ” o prefabricado, de inercia constante o variable. Su fabricación dependerá del peso que destaca y los medios de construcción. El tramo sobre pilas suele estar simplemente apoyado, con canto constante si este se prefabrica, o bien como pórtico de canto variable si se hormigona in situ. Como inconvenientes principales, puede mencionarse la presencia de numerosas juntas así como la singular estética de estas obras.

### 5.1.2. PUENTE LOSA.

Los tableros losa, al sacrificar la eficiencia estructural a la sencillez constructiva, se sitúan en el polo opuesto de los tableros de vigas.

Una característica importante de este tipo de puentes es su construcción, que se basa en el hormigonado in situ del tablero, utilizando para ello cimbras apoyadas en el suelo, cimbras móviles o cimbras autoportantes. Los puentes losa tiene las siguientes ventajas:

- Son más adecuadas que la prefabricación para acoplarse a condiciones de trazados curvos o variables
- Son puentes continuos, con inercia constante o no, lo que permite reducir la cuantía de los momentos totales
- Son más rebajados que los de vigas y con una mayor capacidad de resistencia ultima por redistribución de los esfuerzos.
- Son más artesanales que los de vigas prefabricadas, aunque la utilización de cimbras autoportantes ha convertido su construcción en un proceso muy industrializado.

El ámbito de luces que se cubre con estos puentes va desde los más pequeños has los 50 o 60 m de luz, aunque la zona de utilización normal suele oscilar alrededor de los 30 m. El peso propio, que es una de las solicitaciones más importantes de cualquier puente, no resulta excesivamente gravoso para estas luces, con lo cual las exigencias de máximo aligeramiento del puente no están excesivamente presentes en esta tipología. Podemos decir que un puente losa es el resultado del compromiso entre la facilidad constructiva y las condiciones resistentes.

Cuanto al problema constructivo, la evidente sencillez geométrica de estas construcciones permite una ejecución in situ simple, luego económica si la longitud total es moderada. Además, se adapta ligeramente a cualquier geometría en planta.

Desde un punto de vista resistente, al presentar una distribución uniforme de rigidez a flexión, la losa maciza constituye la solución estructural menos eficiente para el diseño de la sección transversal de un puente, ya que omite las direcciones principales de flexión inducidas por la posición en planta de los apoyos. Este defecto puede atenuarse aligerando la sección transversal mediante alvéolos circulares o rectangulares. Ambas disposiciones permiten abordar luces mayores al reducir el peso propio manteniendo la rigidez. Alternativamente, el rendimiento estructural puede mejorarse concentrando la rigidez de la sección. El ancho del tablero se completa entonces mediante voladizos laterales.

Al contrario de las losas de canto uniforme, las losas con alas anchas permiten una escasa deformabilidad del núcleo de la sección transversal y garantizan un buen comportamiento frente a cargas excéntricas. La elevada rigidez torsional permite un eficaz transporte de las mismas a lo largo

del tablero y permite apoyos únicos y diseños de pilas más esbeltas. Su ámbito de aplicación suele ser para vanos de aproximadamente de 35 m.

Para las losas simplemente apoyadas el diseño de los estribos (muros de vuelta o aletas) constituye la principal dificultad estética. Además, son una alternativa viable para luces moderadas. El aspecto general de las losas continuas y su comportamiento estructural son enormemente tributarios tanto de la forma de la sección transversal como del diseño de las pilas y de la posible variación del canto.

### **5.1.3. PUENTE CAJÓN.**

El canto constante es la solución más simple y resulta adecuada para los vanos más cortos, aunque por motivos generalmente estéticos también se ha aplicado a vanos de mayor longitud. En estructuras de luces cortas y medias o de gran longitud, suele ir asociado a técnicas de construcción específicas, como la construcción vano a vano o el empuje, cuya aplicación también se ve favorecida por la geometría de canto constante.

Si las luces crecen por encima de los 75 m, el peso propio representa una fracción importante de la carga total, resultando ventajoso en tableros continuos aumentar el canto hacia las pilas, donde los flectores precisamente son mayores. Esta recomendación cobra todavía más importancia si la construcción se lleva a cabo por voladizos sucesivos, como suele ser el caso cuando los vanos son importantes, puesto que la totalidad del peso propio debe ser resistida en las secciones próximas a las pilas.

La sección tipo cajón no solo es la más eficaz desde el punto de vista resistente tanto para puentes metálicos como para puentes de hormigón, sino que además, para estos últimos, son las que mejor optimizan el peso y la distribución del material. La variación de canto proporciona un mayor ahorro de materiales, hormigón y armadura activa, al proporcionar un reparto longitudinal de rigideces bien adaptado a flexiones y una reducción del esfuerzo cortante debido a la inclinación de la losa inferior, que permite frecuentemente mantener constante el espesor del alma y mayores posibilidades estéticas.

#### **➔ Hormigón**

Mirando desde el punto de vista resistente, la sección cajón tiene las siguientes ventajas:

- Tiene una gran cabeza superior e inferior lo que la hace apta para soportar grandes momentos flectores positivos y negativos.
- Su condición de sección cerrada le proporciona una gran rigidez a la torsión, alabeos pequeños y distorsión reducida.
- Por la propiedad anterior la sección cajón es apta para soportar cargas descentradas sin que se produzca una gran disimetría en la distribución de las tensiones longitudinales de flexión en la sección transversal.
- Su gran rigidez transversal le permite reducir al mínimo el espesor de sus paredes
- Tiene un gran radio de giro, relación inercia/área, por lo que se obtiene excelente rendimiento para el pretensado.

Estas propiedades permiten sacar el máximo rendimiento a la distribución del material, obteniéndose tableros muy ligeros y resistentes lo que la convierten en la sección ideal para los puentes de gran luz, pero en realidad podría utilizarse para todo tipo de luces, solo que en las pequeñas las dificultades de ejecución no compensan las ventajas en peso y rendimiento que este tipo de sección presenta. Se pueden construir con cimbras hasta luces de 50 a 55m, luego se utiliza el avance en

voladizo. Formalmente se adecua muy bien a puentes de tres vanos, caso típico de puente largos situados a baja altura.

#### ➔ Acero

La sección cajón de acero puede utilizarse tanto en luces cortas y medias, como en grandes luces. En el primer caso, la eficacia del acero de la chapa inferior en zonas de fuerte oscilación del cortante no es óptima, debido a la deformación por cortante de la losa inferior y la pequeña relación ancho/luz. Pero con una adecuada distribución de espesores, un espesor junto a las almas y otro menor en el centro, la pérdida de eficacia no es excesiva. Cuando si interesa siempre utilizar la sección cajón es cuando tratamos con tableros de gran luz, con tableros curvos y aquellos otros fuertemente torsionados.

La doble acción mixta convierte a las vigas doble “T” en vigas cajón, solución perfectamente lógica cuya acción puede reducirse a la zona donde existen momentos negativos, o extenderse a lo largo del tablero.

#### **5.1.4. PUENTE ATIRANTADO.**

Normalmente este tipo de obras se reserva para grandes luces, entre 140 y 500m si son de hormigón, 200m y casi 1000m si son de acero. Sin embargo su empleo para luces pequeñas puede ser adecuado, ya que no supone un aumento excesivo de su coste frente a cualquier otra solución, y la estética que se observa contemplando estas obras es grande ya que se les puede dar esbelteces considerables.

Otras ventajas de tipo estructural de estas construcciones son que las compresiones impuestas al tablero por los tirantes actúan a modo de pretensado y favorecen el estado tensional del hormigón, y que existe la posibilidad de variar la tensión de los cables para corregir posibles variaciones y modificar la ley de momentos flectores limitando sus valores extremos.

Existen diferentes posibilidades pudiéndose los tirantes disponerse en abanico o en arpa o bien según un trazado intermedio. La solución en arpa consiste en colocar los tirantes paralelos entre sí. La solución en abanico ofrece una serie de ventajas respecto a la solución en arpa: menos peso de acero en tirantes, esfuerzos axiales menores en el dintel, menor flexión en las pilas principales. El principal inconveniente que presenta se encuentra en la dificultad de acoplar el anclaje de muchos tirantes en la cabeza de la torre. La solución intermedia -semi abanico o semi arpa- se está imponiendo pues participa de las ventajas resistentes de la solución en abanico, y de las constructivas de la solución en arpa.

Así mismo pueden disponerse en un solo plano centrado, o en dos planos que pueden ser verticales o inclinados. Con un solo plano de tirantes situados en el eje del dintel el atirantamiento solo soporta la flexión y el cortante longitudinal general del tablero. La torsión de las acciones no centradas, sobrecarga y viento, deben ser resistidas exclusivamente por el tablero. Con dos planos verticales de tirantes situados en los bordes laterales del dintel. En este caso el atirantamiento libera al dintel de la flexión y torsión general. El dintel puede adquirir su mínima expresión, pues solo debe resistir la flexión transversal entre tirantes y los efectos locales de su unión con las pilas.

Los puentes atirantados de acero consisten en un sistema resistente primario bajo el tablero, que pueden ser vigas de alma llena, trianguladas o en cajón y suspendidos por un sistema adicional de cables tesados. Este tipo de estructuras presenta las siguientes ventajas:

- Esbelteces considerables

- Posibilidad de variar la tensión de los cables para corregir posibles variaciones y modificar la ley de momentos flectores limitando sus valores extremos.

El problema que se enfrente a la esbeltez es simplemente el pandeo de una sección tan comprimida como es el dintel de un puente atirantado. Se ve que la tendencia es a que el puente de hormigón sea más esbelto que el metálico o mixto y esto únicamente por las particulares características constructivas que tiene el hormigón.

#### **5.1.5. PUENTE ARCO.**

Este tipo de solución es óptima para salvar distancias entre 200 y 400m empleando como material el hormigón armado, y 200 y 500m para acero. Para los arcos de acero la estructura resistente suele ser constituida por arcos celulares, arcos de alma llena o arcos triangulados. Las formas que adoptan son similares a las de tablero de hormigón, pudiendo utilizar, a priori, las mismas razones para quedarnos con un tipo o con otro. En función del número de articulaciones del arco y de la posición del tablero con respecto al arco podemos encontrar distintas variedades de este tipo de puentes. Según la posición del tablero, los arcos pueden ser:

- De tablero superior.
- De tablero inferior.
- De tablero intermedio.

##### **TABLERO SUPERIOR.**

Los arcos de tablero superior son una forma estética muy adecuada en valles profundos, donde el arco consigue un óptimo trabajo estructural. El dintel está soportado por pilares o pantallas transversales que apoyan sobre el arco o por pantallas longitudinales que forman tímpanos llenos. En nuestro caso el puente tiene la misión de paso superior de una carretera con lo que tendríamos que ir a arcos muy rebajados para que la altura del puente no fuera excesiva y poder adecuarla a la cota con la que viene la carretera

##### **TABLERO INFERIOR O INTERMEDIO.**

En los arcos de tablero inferior o intermedio el dintel está total o parcialmente suspendido al arco. El Bow-string es un caso intermedio entre el puente en arco y el puente de vigas. Existe una multitud de maneras de ordenar los puentes arco. Las más habituales es colocar un arco único en el centro conteniendo al eje longitudinal del tablero, o disponer dos arcos en los bordes laterales del tablero, aunque existe una multitud de variantes.

En un puente arco de hormigón con tablero intermedio o inferior, la flecha y la luz son valores independientes, por lo que establecer su relación depende exclusivamente de la eficacia resistente y el deseo de proyecto. Las relaciones  $f/L$  oscilan en casi todos los casos alrededor de  $1/6$ .

Una mayor anchura del arco supone una mayor anchura del tablero y por tanto encarecimiento del puente lo que determina que, en este tipo de puentes, los arcos sean estrechos, de más canto que anchura. Las esbelteces oscilan alrededor de  $L/40$  a  $L/60$ . Se puede reducir al mínimo la inercia vertical del arco, adjudicándosela al tablero, que controla a su vez el pandeo lateral, o al contrario aumentar la rigidez del arco, así que el tablero puede reducirse a su mínima expresión.

Si triangulamos los tirantes, el dimensionamiento del arco puede reducirse ya que el arco y el tablero funcionan como una viga de gran canto. Esta disposición tiene dos inconvenientes: primero si la carga permanente no es muy grande y la inclinación de las péndolas pequeñas, la sobrecarga

puede llegar a ponerlas en compresión y sacarlas fuera de servicio. En segundo lugar, las péndolas inclinadas son elementos con gran oscilación de carga, lo que puede producir problemas de fatiga.

Cuanto a los arcos metálicos con tablero inferior se han desarrollado mucho, tanto en cantidad como en diversidad formal, y esto debido a su independencia de las características resistentes del terreno. La disposición más clásica y donde se han conseguido las máximas realizaciones, la constituye disponer dos arcos laterales, muy delgados, de alma llena, con relaciones canto/luz del orden de  $L/100$  y aun menores, y dinteles gruesos a los que se confía la rigidez a flexión para enfrentar los esfuerzos de las cargas no funiculares. Las relaciones flecha/luz oscilan entre  $1/5$  y  $1/8$ , siendo muy normal  $1/6$ . En cuanto al dintel es muy frecuente establecer una estructura longitudinal formada por dos vigas laterales en doble "T" y unas vigas transversales que las puentean.

#### **5.1.6. PUENTE PÓRTICO.**

El puente pórtico, más que un tipo de estructura de puente con carácter propio, es una estructura intermedia entre el arco y la viga por lo que presenta características propias de ambos. Tienen pilas y tablero igual que los puentes viga pero éstos son solidarios, lo que da lugar a un mecanismo resistente complejo porque en él interviene la resistencia a flexión de sus elementos. Al mismo tiempo se produce un efecto pórtico debido a las reacciones horizontales que aparecen en sus apoyos. Es una morfología que se adapta bien a cortes profundos en el terreno, al aproximarse por su forma y comportamiento a los arcos de tablero superior: compresiones en el vano principal, favorables para el hormigón, y fuertes empujes al terreno. Sin embargo, necesitan un terreno de características especiales para cimentar las pilas oblicuas de modo que resistan los esfuerzos horizontales que transmite la estructura siendo entonces preferible un suelo rocoso y resistente, y su emplazamiento suele restringirse a valles profundos. El nivel de compactación de las tierras en el trasdós del muro también puede determinar si se pueden sobrepasar estos empujes horizontales.

Los puentes mediante arcos o pórticos son más comunes en luces de más de 100m pero tampoco es descartable. Las patas pueden ser de acero o de hormigón armado y el tablero suele ser de hormigón pretensado. Para estos puentes se presentan procedimientos de construcción análogos a los de las vigas y los arcos y es que en la práctica se han utilizado procedimientos de ambos. Se pueden destacar los siguientes:

- Construcción in situ sobre cimbra
- Voladizos sucesivos atirantados
- Construcción mediante giro de la pila
- Construcción mixta sobre cimbra y voladizos sucesivos
- Construcción mediante tirantes y apoyos provisionales

La intención que guía al aportar con las pilas un determinado dintel es reducir la ley de momentos flectores que se produce en el dintel gracias al empotramiento parcial que le proporcionan la rigidez de las pilas. Se reduce la ley de momentos flectores de una viga apoyada a otra continua siempre que se cumplan dos condiciones: el dintel y la pila se empotran entre si y el terreno presenta una gran rigidez a las fuerzas horizontales que le transmiten las pilas del pórtico.

El principal inconveniente que tiene esta tipología es la construcción, con la ejecución de pilas inclinadas. Requiere apoyos o atirantamientos provisionales que han de mantenerse hasta cerrar el vano central. Se pueden realizar atirantándolas a la cimentación del dintel mientras este crece, o realizarlas en posición vertical para luego girarlas, rotando alrededor de su nudo de unión con la cimentación.



Puede adaptarse a circunstancias distintas del terreno (baja capacidad portante) o de la orografía (pasos de escasa altura) incorporando células triangulares, pasivas o pretensadas respectivamente. Otra posibilidad es el pórtico de células triangulares. Este se puede considerar como un pórtico de pilas inclinadas en las cuales se refiere el extremo de los años de compensación al cimiento de la pila principal por medio de un tirante. Se puede considerar también como un pórtico básico en el cual la pila principal se ha descompuesto en sus dos cordones, de compresión y de tracción. Tiene la ventaja respecto al pórtico de patas inclinadas en que es posible eliminar la cimentación del extremo del vano de compensación el cual puede descansar sobre el tirante rígido.

## **5.2. UN SOLO VANO.**

### **5.2.1. TRAMO SIMPLE DE ACERO.**

El problema resistente en tableros rectos simplemente apoyados es que la flexión longitudinal es dominante y se puede resistir repartiendo uniformemente o concentrando en nervios la rigidez longitudinal de la estructura. Esta segunda opción ahorra material puesto que la flexión se resiste mejor cuanto mayor es el canto.

- **Vigas con alma llena o en cajón para vigas bajo la calzada.**

Las principales ventajas de las vigas con alma llena son su sencillez de geometría, frente a las de vigas trianguladas. La principal desventaja es el bajo aprovechamiento del material en las almas, por lo que resulta preferible disminuir su espesor aumentando la rigidización.

Las vigas en cajón mejoran técnicamente la solución anterior por su elevada rigidez, y por su menor mantenimiento al existir un ambiente más protegido. La sección en cajón tiene una estética y una durabilidad mayor. Además de tener también un mejor comportamiento frente a la torsión, se puede conseguir mayores esbelteces que con las secciones abiertas. Pero su rigidización es cara y compleja, y es una tipología que tiene muchas caras expuestas a la intemperie con los problemas de mantenimiento (por oxidación) que conlleva. También necesita multitud de arriostramientos entre vigas.

Para una separación de las vigas de entre 2 y 3m la esbeltez que se suele tomar está normalmente alrededor de  $h/L = 1/17$ , lo que significa que para una luz de 70m que el canto de las vigas sería de 4,12m, lo que es enorme cuanto a los gálibos impuestos. Para una sección celular la esbeltez necesaria es del orden de  $1/30$  lo que da un canto de 2,33m, la losa de compresión incluida.

- **Vigas trianguladas sobre la calzada.**

Las vigas trianguladas tienen la ventaja de conseguir mejores rendimientos de material debido a que los esfuerzos principales en los distintos miembros son axiales. El menor empleo de material supone un menor coste y también menor peso propio de la estructura a rigidez global equivalente. Sin embargo son más complejas que las vigas de alma llena o en cajón lo que puede contrarrestar su menor coste inicial en material debido a un aumento en el coste de personal y en el mantenimiento debido al alto número de uniones, lo que supone un exhaustivo control de las soldaduras y un encarecimiento de la obra, y con elementos esbeltos con peligro de oxidación. Esta tipología es más empleada cuando existen restricciones respecto a los gálibos a respetar bajo la estructura, que no es el caso del puente objeto de este proyecto. Además tiene una estética bastante dudosa.

### **5.2.2. PUENTE ATIRANTADO.**

Como fue descrito en el apartado correspondiente anterior, tendríamos la elección entre muchos tipos estructuras. Podríamos colocar la(s) pila(s) en un extremo de la estructura, pero en este caso tendríamos que colocar unos tirantes de retenida con contrapesos enormes.

La disposición de cables con tirantes en dos planos inclinados puede dar la impresión de disminuir el ancho de la estructura, que ya es bastante estrecha. Además la directriz del puente es esviada, ya que sería muy difícil encontrar una disposición de tirantes adecuada del punto de visto visual, quedaríamos con una disposición sin armonía. Así que preferimos tener un único plano, aunque puede dar la impresión de cortar el puente en dos, lo que daña un poco la funcionalidad de la estructura.

### **5.2.3. PUENTE ARCO.**

Con un único arco centrado cortaríamos el tablero en dos igual que con la solución atirantada. La impresión visual sería aun peor ya que el arco tendría una anchura de más o menos un metro. Así que preferimos la solución de dos arcos en los laterales del tablero. Con un número de tirantes bastante reducido se puede reducir el efecto de desorden provocado por el esviaje del tablero, en el caso de no triangular los tirantes.

Aunque estamos fuera de las condiciones normales de utilización de este tipo de solución, se podría concebir una solución de acero, permitiendo una estructura mucho más delgada, aumentando así su funcionalidad. Habría que estudiar precisamente las condiciones de cimentación de los arcos para no dañar a la estabilidad del talud.

## **5.3. DOS VANOS.**

### **5.3.1. TABLERO LOSA DE HP.**

El ámbito de luces que se cubre con estos puentes va desde los más pequeños hasta los 50 o 60m de luz, aunque la zona de utilización normal suele oscilar alrededor de los 30m. El peso propio, que es una de las solicitaciones más importantes de cualquier puente, no resulta excesivamente gravoso para estas luces, con lo cual las exigencias de máximo aligeramiento del puente no están excesivamente presentes en esta tipología. Podemos decir que un puente losa es el resultado del compromiso entre la facilidad constructiva y las condiciones resistentes.

Las losas macizas se emplean normalmente para luces menores de 20m, con canto menor de 0,8m y para luces menores de 25m, para cantos menores a 1m, por lo que es una solución ideal para nuestro caso.

Por otra parte la losa maciza al presentar una distribución uniforme de rigidez a flexión, constituye la solución estructural menos eficiente para el diseño de la sección transversal de un puente.

### **5.3.2. TABLERO CAJÓN DE HP**

Para solamente dos vanos la solución mediante cimbra tradicional puede ser la que más se adaptaría, ya que la longitud total de los vanos es pequeña. Aun así el número de vanos debería ser mayor para poder amortizar la cimbra.

Para la sección transversal que tenemos, de 12.7 m de ancho, el tablero tendría que ser unicelular. Se podría hacer una sección de canto constante, o una variable para que el que contemple la obra observe un poco de forma, de estética. Las esbelteces suelen ser de 1/20 para un canto constante, 1/20 en apoyo y 1/50 en centro luz para un canto variable.

Cuanto a una solución de acero el canto sería casi igual, pero habría que cuidar el sistema de rigidización. Se puede considerar una esbeltez de 1/30.

### **5.3.3. PUENTE VIGAS.**

Para este rango de luz preferimos adoptar como material el acero. Para una solución de hormigón de dos vanos se prefiere un tablero losa, de rendimiento resistente mayor. Las soluciones metálicas de tablero continuo son preferibles a las de tramos simples ya que el aprovechamiento del material, de elevado coste, es mejor. La sección transversal de doble "T" sería la más adecuada. Se utilizarían vigas de doble "T" flexibles. Proponemos dos secciones transversales, con tipos de arriostramientos transversales diferentes. Considerando una esbeltez de  $1/25$  obtendríamos un canto de 1,40m.

### **5.3.4. TUBOS DE ACERO.**

Esta solución, quizás más exótica, tiene sobre todo su interés al ser en trazado curvo ya que el acero permite una gran flexibilidad. Además funciona bien ya que se pueden adaptar las secciones de tubos a los esfuerzos transmitidos por la superestructura y el tráfico. Pero si se gana en estética se pierde en conservación y mantenimiento, por lo comentado anteriormente. A más deformabilidad y número de uniones más control necesitamos.

### **5.4. TRES VANOS.**

La existencia de las calzadas sobre las que cruza el puente impiden que los tres vanos sean iguales (interesante para resolverlos como vigas prefabricadas) o que los dos laterales sean del 70 al 80% del central (interesante en tableros continuos). Dicho esto las posibilidades son las que se quieran. Tendríamos unos vanos extremos de  $y$  y uno central. Así que estamos bastante alejados de las luces óptimas para concebir un puente hiperestático, podemos imaginar lo que podría ser una solución isostática.

#### **5.4.1. TRAMOS SIMPLES DE VIGAS.**

Aunque se podría hacer con tramos de hormigón, salvar una luz de 60m por solución mixta podría ser una solución relativamente rentable.

Entre optar por secciones transversales con dos vigas de alma llena o con sección en cajón, ya se ha comentado que la segunda es más apta ya que se puede obtener más fácilmente esbelteces mayores, a lo que hay que añadir su elevada rigidez y su buen comportamiento en trazados curvos en planta, así como su menor coste de mantenimiento y quizás preferible estética. Además, como toda solución metálica, tiene la ventaja de no necesitar cimbras y ser una estructura más ligera. Sus inconvenientes y por lo que debe ser desechada, es que en los tramos simples el aprovechamiento del material es bajo, y el acero es de gran carestía, de modo que son preferibles soluciones de tramos continuos. Además su rigidización también es cara y compleja, llegando su precio, en relación con las soluciones de hormigón pretensado, a penar bastante por esa mayor especialización en su ejecución.

#### **5.4.2. TRAMOS GERBER.**

Esta tipología consistente en disponer tramos en isostáticos cantilever, con el principal inconveniente que esto conlleva de disponer un alto número de juntas. Pero si sólo es el vano intermedio el isostático el número de juntas lo aumentamos solamente en dos más; e incluso esto es evitable si disponemos tramos semi-continuos, pero estas operaciones de detalle siempre son costosas. Además el proceso constructivo asociado a esta alternativa ofrece la importante ventaja de que únicamente es necesario cimbrar las partes extremas de la estructura, de modo que la longitud a cimbrar es inferior. El tramo a media madera se coloca a posteriori mediante grúa. La estructura que se nos queda será de voladizos que medirán un cuarto de la luz, y el tramo isostático la mitad. Pero las esbelteces, del orden de  $h/L=1/20$  en apoyos y  $h/\text{luz isostática}=1/17$  del tramo en cantilever impiden, por la limitación de gálibo, aplicar este esquema resistente a tres vanos.

#### **5.4.3. PUENTE PÓRTICO.**

La dificultad de una solución porticada sería tener una estructura óptima del punto de vista estructural, cuidando a sus proporciones, mientras respetando a los gálibos impuestos.

Esta solución no sería óptima para nuestro caso.

#### **5.5. CUATRO VANOS.**

La solución de tener cuatro vanos la descartamos, ya que es imposible por el poco espacio que tenemos para la realización de la estructura. Por lo tanto, no va a ser objeto de estudio.

### **6. VALORACIÓN.**

A la hora de valorar cada una de las cuatro soluciones anteriormente expuestas es necesario establecer los criterios con los que se va a realizar dicha valoración. En los siguientes apartados se indican los parámetros que van a ser valorados:

#### ❖ Economía

Para la valoración económica de las distintas soluciones se atenderá exclusivamente al coste del tablero y de la pila, si la hay. Sumando ambos términos se obtiene de una manera grossa una estimación de una parte del coste de la obra que nos sirve para poder comparar. El resto de los elementos que conforman el tablero se pueden considerar que van a ser comunes en las distintas alternativas. Este es sin duda el aspecto más importante en una obra de estas características, siempre que la obra cumpla correctamente la función para la que ha sido proyectada.

#### ❖ Conservación y mantenimiento

Este es un aspecto al que no se le suele prestar atención y es importante porque se dedican muchos recursos a la conservación de las infraestructuras. Interesa que la estructura tenga una vida útil larga y que mientras dure ésta el mantenimiento y conservación de la misma no sean muy costosos.

#### ❖ Comodidad para el usuario

En este parámetro se evalúa la comodidad de la rodadura para el tráfico que se ve afectada por la presencia de juntas. Este es un parámetro que va a penalizar las soluciones con vigas prefabricadas respecto al resto, ya que se considera que las soluciones con vigas prefabricadas presentan juntas de dilatación en cada línea de apoyos.

A la solución isostática se le penaliza por el mayor número de juntas, que siempre resultan incómodas en la conducción

#### ❖ Estética

La estética es un factor completamente subjetivo, en la valoración del mismo se ha considerado tanto la belleza de la sección transversal como la estética del número de vanos en relación a la luz a salvar.

Este es un aspecto que siempre conviene tener en cuenta en el diseño de un paso superior. Para este caso concreto la estética no debe de ser un factor fundamental que condicione la elección de la solución ya que la obra no es un puente urbano.

Al hacer la valoración de estos 4 parámetros más relevantes, hemos llegado a la conclusión de 3 alternativas posibles.

1. Losa de hormigón pretensado.
2. Losa de hormigón armado ejecutado in situ
3. Puente pórtico de tres vanos.

**Después de las características descritas anteriormente de los tipos y condiciones de cada tipo de puente, hemos conseguido concluir en tres alternativas posibles para la elaboración de este proyecto. Al tener 25 m hemos optado por la elección de la losa de hormigón armado ejecutado in situ, con dos vigas artesas pretensadas y dos vanos de igual longitud.**

## **ANEJO N°4**

### **EQUIPAMIENTOS**

## **ÍNDICE ANEJO Nº 4. EQUIPAMIENTOS**

1.	OBJETO DEL PRESENTE ANEJO.....	52
2.	REVESTIMIENTO DE LA CALZADA. ....	52
2.1.	TRÁFICO .....	52
2.2.	DIMENSIONAMIENTO DEL FIRME .....	53
3.	EVACUACIÓN DE LAS AGUAS Y UBICACIÓN DE LAS CONDUCCIONES.....	54
4.	ARCENES Y ELEMENTOS DE CONTENCIÓN LATERAL.....	57
4.1.	PROTECCIÓN LATERAL E IMPOSTA .....	57
5.	ILUMINACIÓN.....	58





CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	T00	T0	T1	T2
IMDp (vehículos pesados/día)	≥ 4 000	< 4 000 ≥ 2 000	< 2 000 ≥ 800	< 800 ≥ 200

Ilustración 10. Categorías de tráfico pesado. Norma I.C de Firmes

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	T31	T32	T41	T42
IMDp (vehículos pesados/día)	< 200 ≥ 100	< 100 ≥ 50	< 50 ≥ 25	< 25

Ilustración 11. Categorías de tráfico pesado. Norma I.C de Firmes

Viendo los resultados obtenidos anteriormente para la Región de Murcia, **podemos adoptar una categoría de tráfico pesado T00.**

## 2.2. DIMENSIONAMIENTO DEL FIRME.

Para definir el firme, seguiremos las recomendaciones del Orden circular 5/2001. Se empleara una mezcla bituminosa en caliente, que se define como la combinación de un ligante hidrocarbonado, áridos (incluido el polvo mineral) y, eventualmente, aditivos, de manera que todas las partículas del árido queden recubiertas por una película homogénea de ligante. Su proceso de fabricación implica calentar el ligante y los áridos, y su puesta en obra debe realizarse a una temperatura muy superior a la ambiente.

Para la elección del tipo de ligante bituminoso, así como para la relación entre su dosificación en masa y la del polvo mineral, se tendrá en cuenta la zona térmica estival definida en la figura. Hay que saber que no deben proyectarse pavimentos con mezcla drenante cuando el tramo a proyectar esté comprendido en la zona pluviométrica poco lluviosa, excepto casos particulares. Nos situamos en una zona estival cálida, y una zona pluviométrica poco lluviosa lo que da como características:

Tipo de ligante hidrocarbonado a emplear	Zona térmica estival: cálida	Categoría de tráfico pesado: T00	<b>B40/50</b>
Proporción de partículas trituradas del árido grueso(% en masa)	Tipo de capa : rodadura	Categoría de tráfico pesado: T00	<b>100</b>
Índice de lajas del árido grueso	Tipo de mezcla : densa, semidensa o gruesa	Categoría de tráfico pesado: T00	<b>≤20</b>
Coeficiente de desgaste Los Ángeles del árido grueso	Tipo de capa: rodadura convencional	Categoría de tráfico pesado: T00	<b>≤20</b>
Coeficiente de pulimiento acelerado del árido grueso para capas de rodadura		Categoría de tráfico pesado: T00	<b>≥55</b>

<b>Tipo de mezcla a emplear en función del tipo y espesor de la capa</b>	Tipo de capa : rodadura	Espesor > 5 cm	<b>D20,S20</b>
<b>Dotación mínima de ligante hidrocarbonado(% en masa sobre el total del árido seco)</b>	Tipo de capa : rodadura	Tipo de mezcla: Densa o semidensa	<b>4.75</b>
<b>Relación recomendable de polvo mineral-ligante de mezclas bituminosas densas y semidesnsa</b>	Tipo de capa : rodadura	Zona térmica estival: cálida	<b>1.3</b>
<b>Densidad</b>	Tipo de mezcla: Densa o semidensa	Espesor ≥6 cm	<b>98%</b>

Al final el tablero se afirmará con un paquete de mezclas bituminosas de 8 cm de espesor mínimo. La distribución de las mezclas bituminosas es:

- Capa de regularización de 1cm de espesor para absorber las irregularidades superficiales del tablero. Se emplea una mezcla densa, tipo D-12, para favorecer la impermeabilización.
- Capa de estanqueidad de 1 centímetro de espesor formada por mástic asfáltico en frío a partir de emulsión ECL-1 y áridos seleccionados. Se dispondrá tal y como aparece en las recomendaciones del CEDEX, M-1, “Impermeabilización de tableros de puentes” (1982).
- Capa de rodadura de 6 cm de mezcla bituminosa en caliente del tipo S-20 con árido porfídico.

Las capas seleccionadas van acordes con las utilizadas en el resto de la actuación, con el fin de trabajar con unidades de obra comunes con la máxima continuidad.

### 3. EVACUACIÓN DE LAS AGUAS Y UBICACIÓN DE LAS CONDUCCIONES

El estudio de la evacuación se ha llevado a cabo con unos criterios de altura de agua, siguiendo la Instrucción de Drenaje Superficial 5.2-I.C. Para la evacuación de aguas pluviales, consideramos un bombeo transversal de 2%.

El caudal total a evacuar se calcula como si el puente fuese una cuenca:

$$Q = \frac{C \cdot I_t \cdot A}{K}$$

Donde:

- C: coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie drenada.
- I<sub>t</sub>: intensidad media de precipitación correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración (mm/h).
- A: área de la cuenca o superficie drenada (m<sup>2</sup>).

- K: coeficiente corrector que depende de las unidades en las que se expresen Q y A, y que incluye un aumento del 20 por cien en Q para tener en cuenta el efecto de las puntas de precipitación.

**PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA =  $P_d = 115 \text{ mm/día}$**

- Según la Instrucción 5.2-IC, Drenaje Superficial, en la Tabla 1.2 (Mínimos periodos de retorno) para una IMD alta, al superar los 2000 vehículos/día, los valores mínimos de los periodos de retorno a considerar son: T = 25 años en obras de drenaje de la plataforma y las márgenes, para el cual se obtiene una  $P_d = 115 \text{ mm/día}$ , según el programa MAXPLUWIN, editado por el ministerio de fomento.
- De la Tabla 2-1 de la Instrucción 5.2.-IC obtenemos el umbral de escorrentía  $P_0$ , en este caso por tratarse de pavimento bituminoso y hormigón ( $P_0 = 1 \text{ mm}$ ). Afectamos este umbral con el coeficiente corrector dado por la mapa 2.5 de la instrucción, que es de 3 para nuestra zona. Por lo tanto el coeficiente de escorrentía vale:



Ilustración 12. Mapa del coeficiente corrector del umbral de escorrentía

Entonces:

$$C = \frac{\left(\left(\frac{P_d}{P_0} - 1\right)\right) \cdot \left(\left(\frac{P_d}{P_0} + 23\right)\right)}{\left(\left(\frac{P_d}{P_0} + 11\right)\right)^2} = 0.94$$

- **Intensidad media de precipitación**

$$I_d = \frac{P_d}{24} = \frac{115}{24} = 4.79 \text{ mm/h}$$

- **Coeficiente entra la intensidad horaria y diaria, sacada de los mapas de isolíneas:**

$$\frac{I_1}{I_d} = 11$$

- **Tiempo de concentración**, en el caso normal de cuencas en las que predomine el tiempo de recorrido de flujo canalizado por una red de cauces definidos, el tiempo de concentración relacionado con la intensidad media de precipitación se podrá deducir de la fórmula:

$$T_c = 0.3 \cdot \left( \frac{L}{J^{0.25}} \right)^{0.76}$$

Siendo:

- L Longitud del cauce principal(Km)
- J Pendiente media(m/m)

Donde obtenemos  $T_c = 0.05 \text{ h} = 3 \text{ min}$ . Como este valor es inferior al mínimo recomendada por la instrucción, cogemos  $T_c = 5 \text{ min}$ .

- Deducimos la **intensidad media de precipitación**:

$$I_t = I_d \cdot \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} = 200.05 \text{ mm/h}$$

- El **área de la superficie drenada es  $A=840 \text{ m}^2$**
- El coeficiente corrector vale,  **$K=3000$** .
- Así que el **caudal total a evacuar** según la fórmula ya expuesta es:  **$Q=52.65 \text{ l/s}$**

Como elementos de conducción del agua hasta los sumideros elegimos caces de sección rectangular. La fórmula que relaciona las dimensiones de la sección con el caudal normal es la fórmula de MANNING-STRICKLER para el cálculo de la **lámina del agua**:

$$Q = S \cdot V = S \cdot R_h^{2/3} \cdot J^{1/2} \cdot K \cdot U$$

Siendo:

- $R_h$  el radio hidráulico  $R=S/p$ , siendo  $p$  el perímetro mojado;
- $J$  pendiente de la línea de energía, se tomara igual a 2,5%;
- $K$  coeficiente de rugosidad =  $75 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$  (para un revestimiento bituminoso)
- $U=1000$  (coeficiente de conversión).

El radio hidráulico  $R_h$  y la sección mojada  $S$  dependen del ancho del caz y de la altura de agua (calado normal). Si elegimos un ancho del caz de 30 cm, y un calado máximo la expresión anterior nos proporciona una ecuación en que la única incógnita es el calado necesario  $h$ .

$$Q= 19.9 \text{ l/s}$$

Por lo que quedaremos con  $52,65/19,9 = 2,65$ , es decir 3 sumideros. El peralte del tablero facilita la llegada del agua a los sumideros que se dispondrán en uno de los laterales. Consideraremos una distancia de 20m entre cada uno de ellos. El vertido se realizará directamente a la parte inferior del tablero en las partes que se considera más conveniente, es decir evitando verter sobre las vías inferiores futuras.

Pasamos a comprobar las velocidades máximas por cuestión de erosión superficial. Tenemos como velocidad máxima 4,5 m/s. Con un pendiente longitudinal constante de 3% sobre todo el tablero obtenemos  $Q = 21,8 \text{ l/s}$ , lo que da  $v = 1,45 \text{ m/s}$ .

La capacidad de desagüe del conjunto de sumideros no deberá ser inferior al doble del caudal de referencia en previsión de obstrucciones o perturbaciones del flujo. Así que calcularemos las características necesarias para que los sumideros descarguen  $39,8 \text{ l/s}$ . De esta forma el caudal total evacuado será:

$$Q_{\text{total}} = 3 \cdot 39,8 = 119,4 \text{ l/s} > 2 \cdot Q_{\text{ref}} = 105,3 \text{ l/s}.$$

El cálculo de los sumideros horizontales se lleva a cabo, en el caso de que la profundidad del agua no sea superior a 12cm, mediante la fórmula de vertedero, sustituyendo la anchura libre por el perímetro exterior de la rejilla supuesta desprovista de barra.

$$Q = \frac{L \cdot H^{1.5}}{60}$$

Para un pendiente de 3% obtenemos una altura de agua de 9,2cm, lo que da para un caudal  $Q = 39,8 \text{ l/s}$  una dimensión  $L = 85,6 \text{ cm}$ .

**Adoptaremos sumideros de 120 cm de perímetro.**

**La longitud del sumidero será 40 cm y la anchura de 20 cm.**

Desde los sumideros, se dispondrá un tubo que conduce el agua hasta la parte inferior de la losa donde se verterá directamente. Dicho tubo deberá evacuar el caudal que deberá ser capaz de recoger el sumidero,  $Q = 39,8 \text{ l/s}$ . Fijando una condición de velocidad de  $2 \text{ m/s}$ , necesito una sección de  $0,0199 \text{ m}^2$ . Para ello necesitamos un tubo de desagüe de PVC de 80mm de diámetro.

**Dispondremos un tubo de PVC  $\Phi 100 \text{ mm}$ .**

#### **4. ARCENES Y ELEMENTOS DE CONTENCIÓN LATERAL.**

##### **4.1. PROTECCIÓN LATERAL E IMPOSTA**

Estudiamos la posibilidad de tener un pretil metálico como protección lateral, siguiendo las Recomendaciones sobre criterios de aplicación de pretils metálicos en carretera, aprobadas por el Orden circular 23/2008.

Este tipo de pretils resulta bastante típico para este tipo de paso superior, siendo su ejecución sencilla comparada con pretils de hormigón o mixtos, y corresponden más a la clase de contención que queremos tener. Además estos sistemas de contención fueron revisados hace mucho menos tiempo que los de hormigón.

Buscamos una clase de contención M, o nivel de contención H2.

Elegimos el **pretil metálico Mosa-16** por ser un poco más fácil su ejecución, y por no ser necesaria un espesor de losa demasiado importante. Se puede añadir una chapa metálica, que podrá mejorar la estética del conjunto y proteger a las varillas de anclaje.

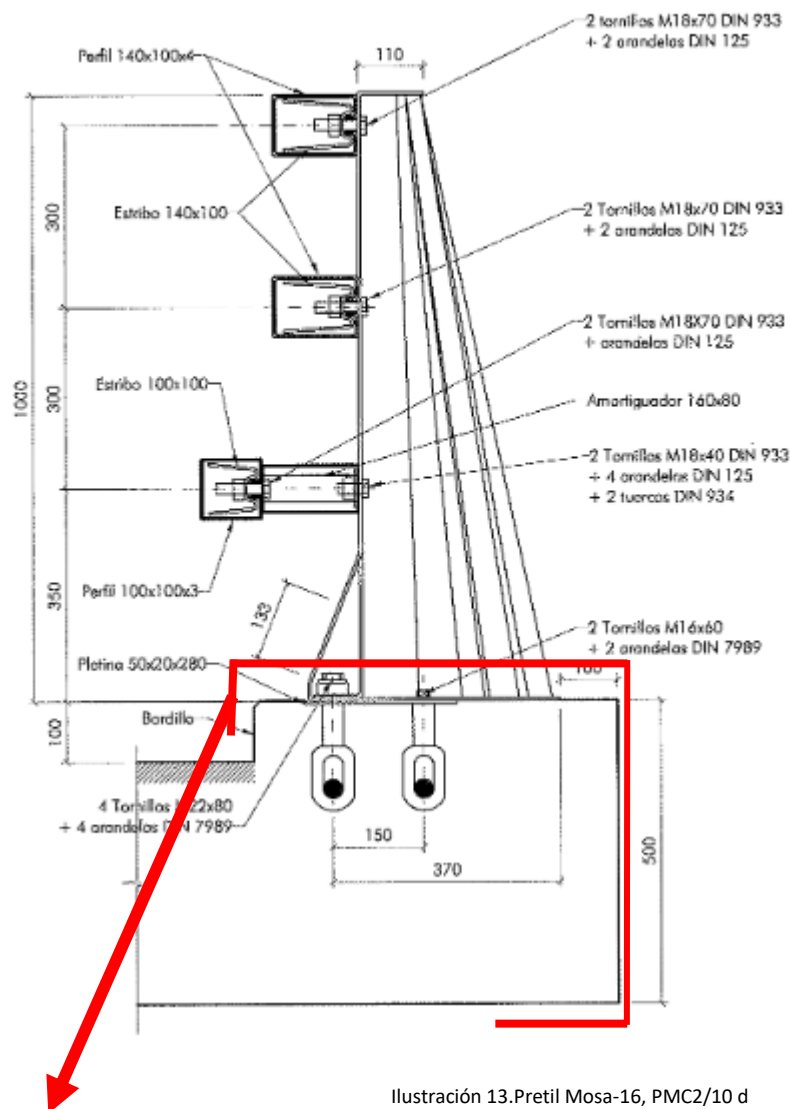


Ilustración 13. Pretil Mosa-16, PMC2/10 d

## CHAPA METÁLICA

Se debe disponer un poste cada 2,5m. Los detalles de armados están detallados en los planos correspondientes

### 5. ILUMINACIÓN.

Las características del puente hacen que no sea necesaria la iluminación, ni se recomienda por motivos de seguridad. Basta con disponer elementos reflectantes tanto en las protecciones laterales como en el elemento separador.



## **ANEJO Nº 5**

### **CÁLCULO ESTRUCTURAL**



# ÍNDICE ANEJO Nº 5. CÁLCULO ESTRUCTURAL

1.	INTRODUCCIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA. ....	62
1.1.	DURABILIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	62
2.	MATERIALES.....	62
3.	COEFICIENTES DE SEGURIDAD.....	64
3.1.	COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA MATERIALES. ....	64
3.2.	COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA ACCIONES. ....	64
3.2.1.	COEFICIENTES PARCIALES. ....	64
3.2.2.	FACTORES DE SIMULTANEIDAD.....	67
4.	ACCIONES CONSIDERADAS EN EL CÁLCULO. ....	67
5.	VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES.....	69
5.1.	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G).....	69
5.1.1.	PESO PROPIO (PP). ....	69
5.1.2.	CARGA MUERTA.....	70
5.2.	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G* ). ....	70
5.2.1.	PRETENSADO.....	70
5.2.2.	ACCIONES REOLÓGICAS.....	70
5.2.3.	EMPUJE DEL TERRENO.....	71
5.2.4.	ASIENTOS DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN. ....	71
5.3.	ACCIONES VARIABLES (Q). ....	71
5.3.1.	SOBRECARGA DE USO.....	71
5.3.2.	VIENTO.....	77
5.3.3.	ACCIÓN TÉRMICA. ....	85
5.3.4.	NIEVE. ....	91
5.4.	ACCIONES ACIDENTALES.....	91
5.4.1.	IMPACTOS. ....	91
6.	COMBINACIONES DE ACCIONES. ....	92
6.1.	COMBINACIONES DE ACCIONES EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU). ....	92
6.2.	COMBINACIONES DE ACCIONES EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (ELS). ....	94
6.3.	COMBINACIONES DE ACCIONES PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	95
6.3.1.	COMBINACIONES PARA ELU EN SITUACIÓN PERMANENTE O TRANSITORIA. ....	95
6.3.2.	COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACIÓN POCO PROBABLE O CARACTERÍSTICA. ....	111
6.3.3.	COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACIÓN FRECUENTE DE ACCIONES. ....	115
6.3.4.	COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACION CUASI PERMANENTE DE ACCIONES. ....	115
7.	CRITERIOS DE COMPROBACIÓN.....	115
7.1.	SITUACIONES DE PROYECTO. ....	115
7.2.	ESTADOS LÍMITE.....	116
7.2.1.	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU). ....	116
7.2.2.	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS). ....	116
7.3.	VERIFICACIONES.....	117
7.3.1.	VERIFICACIONES EN ELU. ....	117

## **1. INTRODUCCIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.**

El objetivo de este anejo de cálculo estructural es realizar el "diseño y cálculo de la estructura de un puente de hormigón pretensado en Alhama de Murcia (Murcia), sobre la autovía A-7, sobre el que realizaremos una propuesta de trazado en este TFG.

El presente anejo recoge y describe la estructura de todos los elementos que constituyen el puente, la descripción de los materiales utilizados, las hipótesis de carga, los métodos de cálculo y los resultados del mismo

La estructura a estudiar, es la de un puente de 25 metros de longitud total, dividido en dos vanos isostáticos iguales de 12,5 metros de luz. Además de vigas prefabricadas de hormigón pretensado con armaduras pretesas. La anchura del tablero es de 12,70 metros y es constante. El tablero de cada vano isostático está formado por dos vigas tipo "artesa" separadas 5,80 metros entre sus ejes transversales, de 1,80 metros de canto y 25 metros de longitud, con una losa superior de hormigón armado ejecutado in situ de 0,25 m de espesor y anchura 12,70 metros.

Las pilas están formadas por un dintel superior de 2,40 m de ancho y 1,80 m de canto y por una columna cuadrada de 1,50 m de lado. Los estribos están formados por dos pilas unidas superiormente por un dintel.

### **1.1. DURABILIDAD DE LA ESTRUCTURA.**

La durabilidad de una estructura de hormigón es su capacidad para soportar, durante la vida útil, las cargas para la cual ha sido proyectada y las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta.

De conformidad con la normativa vigente, y con el fin de garantizar la seguridad de las personas, los animales y los bienes, el bienestar de la sociedad y la protección del medio ambiente, las estructuras de hormigón deberán ser idóneas para su uso, durante la totalidad del período de vida útil para la que se construye. Deberán satisfacerla seguridad y funcionalidad estructural, la seguridad en caso de incendio y la higiene, salud y protección del medio ambiente.

Se entiende por *vida útil* de una estructura el periodo de tiempo, a partir de la fecha en que finaliza su ejecución, durante el cual debe cumplir la función para la que fue construida, contando siempre con la conservación adecuada pero sin requerir operaciones significativas de rehabilitación

Según la Instrucción IAP-11, para los puentes de carretera, se establece una vida útil de proyecto de 100 años

## **2. MATERIALES**

Los componentes que se utilizan en la ejecución de la obra de hormigón están sujetos a las especificaciones técnicas de la instrucción EHE y Eurocódigo. La Dirección Facultativa de la Obra tendrá que estar enterada y aprobar el tipo y categoría del cemento, aditivos, adiciones utilizadas en la dosificación del hormigón, etc. Los aceros utilizados como armadura del hormigón serán de dureza natural y cumplirán las especificaciones y pruebas que contempla la instrucción EHE, CTE y Eurocódigo 2.

Al margen de las consideraciones anteriores, las calidades resistentes que se exigen y han estado consideradas en los cálculos del proyecto de la estructura del hormigón y acero son:

## **HORMIGÓN**

### **HORMIGÓN EN LOSA:**

- Denominación: HA-30/B/20/ IIb
- Contenido mínimo de cemento :300 Kg/m<sup>3</sup>
- Relación máxima a/c: 0,55
- Recubrimiento mínimo: 30 mm
- Recubrimiento nominal :35 mm
- Módulo de elasticidad(a 28 días): 28.576,79 N/mm<sup>2</sup>

### **HORMIGÓN EN VIGAS :**

- Denominación: HP-50/B/20/ IIb
- Contenido mínimo de cemento :300 Kg/m<sup>3</sup>
- Relación máxima a/c: 0,55
- Recubrimiento : Según EHE-08
- Módulo de elasticidad(a 28 días): 32.902,45 N/mm<sup>2</sup>

### **HORMIGÓN EN PILAS:**

- Denominación: HA-30/B/20/IIb
- Contenido mínimo de cemento :300 Kg/m<sup>3</sup>
- Relación máxima a/c: 0,55
- Recubrimiento mínimo: 30 mm
- Recubrimiento nominal :35 mm
- Módulo de elasticidad(a 28 días): 28.576,79 N/mm<sup>2</sup>

### **HORMIGÓN EN CIMENTACIONES:**

- Denominación: HA-30/B/20/ IIb
- Contenido mínimo de cemento :300 Kg/m<sup>3</sup>
- Relación máxima a/c: 0,55
- Recubrimiento mínimo: 30 mm
- Recubrimiento nominal :35 mm
- Módulo de elasticidad(a 28 días): 28.576,79 N/mm<sup>2</sup>

### **HORMIGÓN EN ESTRIBOS:**

- Denominación: HA-30/B/20/ IIb
- Contenido mínimo de cemento :300 Kg/m<sup>3</sup>
- Relación máxima a/c: 0,55
- Recubrimiento mínimo: 30 mm
- Recubrimiento nominal :35 mm
- Módulo de elasticidad(a 28 días): 28.576,79 N/mm<sup>2</sup>

#### HORMIGÓN DE LIMPIEZA:

- Denominación: HL-10
- Contenido mínimo de cemento :150 Kg/m<sup>3</sup>

#### ACERO

##### ACERO ACTIVO:

- Denominación: Y 1860 S7
- Carga unitaria máxima: 1.860 N/mm<sup>2</sup>
- Límite elástico: 1.700 N/mm<sup>2</sup>
- Módulo de elasticidad: 190.000 N/mm<sup>2</sup>
- Alargamiento de rotura: <3.5 %
- Relajación a 1000 horas y 70% de la carga de rotura: ≤ 1%

##### ACERO PASIVO

Denominación: B 500 SD

- Módulo de elasticidad: 210.000 N/mm<sup>2</sup>
- Alargamiento de rotura :12%

#### NEOPRENO

- Zunchado

### 3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

#### 3.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA MATERIALES.

Coeficiente de seguridad del acero  $\gamma_F = 1.15$

Coeficiente de seguridad del hormigón  $\gamma_C = 1.50$

#### 3.2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA ACCIONES.

Según la "Instrucción de acciones a considerar en puentes de carretera, IAP 2011" y la "Instrucción del Hormigón Estructural, EHE 2008" los coeficientes parciales y de simultaneidad para las distintas combinaciones de acciones son las que a continuación se detallan.

##### 3.2.1. COEFICIENTES PARCIALES.

El valor de cálculo de una acción se obtiene multiplicando su valor representativo por el correspondiente coeficiente parcial  $\gamma_F$ .

Los coeficientes  $\gamma_F$  tendrán valores diferentes según la situación de proyecto de que se trate (bien persistente o transitoria, bien accidental o sísmica) y según el estado límite de

comprobación (equilibrio de la estructura o comprobaciones resistentes).

### 3.2.1.1. VALOR DE CÁLCULO PARA COMPROBACIONES EN ELU EN SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA

- Comprobaciones de equilibrio (EQU):

ACCIÓN		EFECTO	
		ESTABILIZADOR	DESESTABILIZADOR
Permanente (G y G*)	Peso propio	0,9 <sup>(1)</sup>	1,1 <sup>(1)</sup>
	Carga muerta	0,9 <sup>(1)</sup>	1,1 <sup>(1)</sup>
	Empuje del terreno	1,0	1,5
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas <sup>(2)</sup>	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Ilustración 14. Coeficientes parciales para las acciones (Comprobación del ELU de equilibrio)

IAP-11[N09.02.03]

-Comprobaciones resistentes (STR):

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado $P_1$	1,0	1,0 / 1,2 <sup>(1)</sup> / 1,3 <sup>(2)</sup>
	Pretensado $P_2$	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 <sup>(3)</sup>
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
	Sobrecarga de uso	0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Ilustración 15. Coeficientes parciales para las acciones (Para las comprobaciones resistentes). IAP-11[N09.02.03]

-Comprobaciones de fatiga (fat):

Teniendo en cuenta que las comprobaciones de fatiga están profundamente vinculadas al material estructural, los coeficientes parciales serán recogidos por la normativa específica que corresponda.

#### EN SITUACIÓN ACCIDENTAL

Tanto para las comprobaciones de equilibrio (EQU) como resistentes (STR), se considerarán directamente como valores de cálculo los definidos para las acciones debidas a impactos y para otras acciones accidentales.

#### EN SITUACIÓN SÍSMICA

Tanto para las comprobaciones de equilibrio (EQU) como resistentes (STR), se considerará como valor de cálculo de la acción sísmica el definido por la vigente Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes (NCSP-07).

#### **3.2.1.2. VALOR DE CÁLCULO PARA COMPROBACIONES EN ELS.**

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G')	Pretensado $P_1$	0,9 <sup>(1)</sup>	1,1 <sup>(1)</sup>
	Pretensado $P_2$	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
	Sobrecarga de uso	0	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

Ilustración 16. Coeficientes parciales para las acciones (ELS). IAP-11[N09.02.03]

### 3.2.2. FACTORES DE SIMULTANEIDAD.

Los factores de simultaneidad son los mismos tanto para ELU como para ELS y se tomarán de la siguiente tabla:

ACCIÓN			$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 <sup>(1)</sup>
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones		0	0	0
	Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0,4	0
Viento	$F_{wk}$	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	$T_k$		0,6	0,6	0,5
Nieve	$Q_{sn,k}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	$W_k$	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	$Q_c$		1,0	0	1,0

Ilustración 17. Factores de simultaneidad. IAP-11[N09.02.03]

## 4. ACCIONES CONSIDERADAS EN EL CÁLCULO.

Las acciones se pueden clasificar atendiendo a:

A) Su naturaleza:

- Acción directa: fuerza aplicada sobre la estructura (peso propio, sobrecarga de uso, etc.).
- Acción indirecta: una deformación o una aceleración impuesta a la estructura (acciones reológicas, térmicas, sísmicas, asientos, etc.).

B) Su variación en el tiempo:

- Acciones permanentes de valor constante o, abreviadamente, acciones permanentes (G): son las que actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud, para una situación de proyecto determinada (peso propio de la estructura, del pavimento y de los elementos funcionales, etc.).
- Acciones permanentes de valor no constante (G\*): son las que actúan en todo momento

pero cuya magnitud no es constante.

En este grupo se incluyen aquellas acciones cuya variación sea función del tiempo transcurrido y se produzca en un único sentido, tendiendo hacia un determinado valor límite (acciones reológicas, pretensado, asientos del terreno bajo cimentaciones, etc.).

También si incluyen otras acciones originadas por el terreno cuya magnitud no varía en función del tiempo, sino de la interacción terreno-estructura (por ejemplo, empujes sobre elementos verticales).

- Acciones variables (Q): son acciones externas a la estructura que pueden actuar o no y, si lo hacen, pueden tener diferentes valores (sobrecargas de uso, acciones climáticas, etc.).
- Acciones accidentales (A): son acciones de corta duración cuya probabilidad de actuación durante la vida útil de la estructura es pequeña, pero cuyos efectos pueden ser considerables (impactos de vehículos, sismos, avenidas de periodo de retorno importantes, etc.).

#### C) Su variación espacial:

- Acciones fijas: son las que se aplican siempre en la misma posición (por ejemplo el peso propio de los elementos estructurales y de algunos elementos funcionales)
- Acciones libres: son las que pueden actuar en diferentes posiciones (por ejemplo las sobrecargas de uso).

#### D) La respuesta estructural que producen:

- -Acciones estáticas o casi estáticas: son las que no provocan oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.
- -Acciones dinámicas: son las que pueden originar oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.

A efectos de aplicación de la IAP-11, se adopta una clasificación de las acciones atendiendo a su variación en el tiempo. De acuerdo con esta clasificación, en los siguientes apartados, se establecen los valores de las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera, que se tomarán como valores característicos.

El valor característico de una acción, que es su principal valor representativo, puede venir determinado por un valor medio, un valor nominal (definido por medio de criterios determinísticos o apriorísticos) o, en los casos en que se fije mediante criterios estadísticos, por el correspondiente a una determinada probabilidad de no ser superado durante un periodo de referencia teniendo en cuenta la vida útil de la estructura y de la duración de la situación de proyecto.



## 5. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES.

### 5.1. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G).

Las cargas permanentes son producidas por el peso de los distintos elementos que conforman el puente. La Instrucción considera como cargas permanentes el peso propio y cargas muertas.

Su valor característico se deducirá de las dimensiones de los elementos especificados en los planos, y de los pesos específicos correspondientes. Los más usuales, se muestran en la siguiente tabla:

Fundición	72,5
Acero	78,5
Aluminio	27,0
Madera seca	6,0 a 9,0
Madera húmeda	10,5
Hormigón en masa	23,0 a 24,0
Hormigón armado y pretensado	25,0
Elementos de basalto, pórfidos y ofitas	31,0
Elementos de granito o caliza	30,0
Materiales granulares y rellenos (zahorras, gravas y arenas)	20,0
Pavimentos de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3
Vidrio	25,0

Ilustración 18. Pesos específicos de diversos materiales. IAP-11[N09.02.03]

#### 5.1.1. PESO PROPIO (PP).

El peso propio es la acción que corresponde al peso de los elementos estructurales que componen el puente: vigas, pilas, dinteles y losa

- Losa:

De acuerdo con el predimensionamiento realizado, el canto de la losa es de 25 centímetros y el peso específico del hormigón armado de 25 KN/m<sup>3</sup>

$$G_{1,k} = 0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ KN/m}^2$$

**NOTA.** En el cálculo de la viga el peso propio de la losa se considerará como una carga muerta.

- Viga:

De acuerdo con el predimensionamiento realizado, se dispondrán de 2 *vigas artesa* con un área bruta cada una de 1,83 m<sup>2</sup>. Siendo el peso específico del hormigón pretensado de 25 KN/m<sup>3</sup>, se obtiene:

$$G_{2,k} = 1,83 \cdot 25 = 45,75 \text{ KN/m}$$

### 5.1.2. CARGA MUERTA

Son debidas a los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales. En este caso se ha considerado el peso del pavimento, de la acera, de las impostas y de los pretiles metálicos.

- Pavimento

De acuerdo con la IAP-11, el espesor máximo del pavimento bituminoso proyectado y construido sobre los tableros de puentes, incluida la preceptiva capa de impermeabilización y la eventual capa de regularización, no será en ningún caso superior a 10 centímetros. El peso específico de la mezcla es de  $23 \text{ KN/m}^3$ :

$$G_{3, k} = 0,1 \cdot 23 = 2,3 \text{ KN/m}^2$$

- Acera

Acera de hormigón armado de 20 centímetros de espesor y el peso específico es de  $25 \text{ KN/m}^3$ :

$$G_{4, k} = 0,2 \cdot 25 = 5,0 \text{ KN/m}^2$$

- Imposta y barandilla metálica

Modelo de imposta de  $3,47 \text{ KN/m}$  aplicados en el borde de la losa. La acción producida por la barandilla metálica en el extremo de la losa se supondrá que está incluida en la carga de la imposta:

$$G_{5, k} = 3,47 \text{ KN/m}$$

- Barrera metálica simple BMSRA

Se ha considerado la carga del pretil metálico de manera lineal y de valor:

$$G_{6, k} = 0,7 \text{ KN/m}$$

### 5.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G\*).

En las presolicitaciones, se considerarán incluidas todas las formas posibles de introducir esfuerzos en una estructura antes de su puesta en servicio, con el fin de mejorar su respuesta frente al conjunto de solicitaciones que posteriormente se verá sometida.

Al considerar estas acciones se deberá tener presente que, en la mayoría de los casos, la fluencia del hormigón reduce parcialmente las ventajas iniciales que incorporan, por lo que será imprescindible tener en cuenta el valor de esta disminución en un instante de tiempo en que dicha fluencia se considere estabilizada.

#### 5.2.1. PRETENSADO.

Las acciones producidas por el pretensado se valorarán teniendo en cuenta la forma de introducción de las mismas y la posibilidad de deformación de la estructura. La acción del pretensado se dará únicamente en las vigas y se calculará en los siguientes apartados.

#### 5.2.2. ACCIONES REOLÓGICAS.

El valor característico de las acciones reológicas se obtendrá a partir de las deformaciones producidas por la retracción y la fluencia, determinadas en el instante  $t$  en que se evalúen, de acuerdo con lo que especifique sobre el particular en la vigente Instrucción de hormigón estructural EHE-08.

### **5.2.3. EMPUJE DEL TERRENO**

El empuje del terreno, natural o de relleno, sobre elementos de la estructura (muros) se determinará en función de las características del terreno y de otras consideraciones geotécnicas.

### **5.2.4. ASIENTOS DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.**

Los valores de los asientos se obtendrán a partir de los datos del preceptivo estudio geotécnico, de la tipología y geometría de la cimentación y de las cargas transmitidas por ésta

Además, se determinará su evolución con el tiempo. Cuando la estructura pase por fases de construcción isostáticas de una duración significativa, se estimará qué parte del asiento total puede desarrollarse por fases.

En las cimentaciones profundas, se tendrán en cuenta las acciones producidas por movimientos del terreno respecto a éstas, en función de las diferentes rigideces del terreno y del cimientto.

## **5.3. ACCIONES VARIABLES (Q).**

Las acciones variables son todas aquellas producidas por las sobrecargas que puedan afectar a la estructura.

### **5.3.1. SOBRECARGA DE USO**

El modelo de carga definido en este apartado para representar la acción del tráfico rodado ha sido calibrado para puentes con longitudes cargadas hasta 200 m. En general, la consideración de este modelo cuando la carga se extiende a una longitud superior estará del lado de la seguridad. En todas las cargas definidas en este apartado, que se suponen aplicadas estáticamente, está incluido el correspondiente factor de amplificación que tiene en cuenta el carácter dinámico de las mismas

#### **5.3.1.1. DIVISIÓN DE LA PLATAFORMA DEL TABLERO EN CARRILES VIRTUALES.**

Se define como plataforma del tablero de un puente de carretera la superficie apta para el tráfico rodado situada a nivel de calzada y comprendida entre los bordillos de las aceras laterales del tablero.

A efectos de la aplicación de la componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente, la plataforma de *ancho*  $w$ , se dividirá en  $n_i$  carriles virtuales, de anchura  $w_i$  cada uno, con el criterio que se define en la siguiente tabla, el ancho  $w$  de la plataforma será:

ANCHURA DE LA PLATAFORMA ( $w$ )	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES ( $n_i$ )	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL ( $w_i$ )	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_i = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6 \text{ m}$	$n_i = \text{ent}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3n_i$

Ilustración 19. Definición de los carriles virtuales. IAP-11[N09.02.3]

$$w = 1,5 + 3,5 + 3,5 + 1,5 = 10 \text{ m}$$

Según el criterio definido en la tabla y teniendo en cuenta que la anchura de la plataforma es de 10 metros de ancho se obtienen 3 carriles virtuales de 3 metros de ancho y una anchura de área remanente de 1 metro, obteniendo el siguiente esquema:

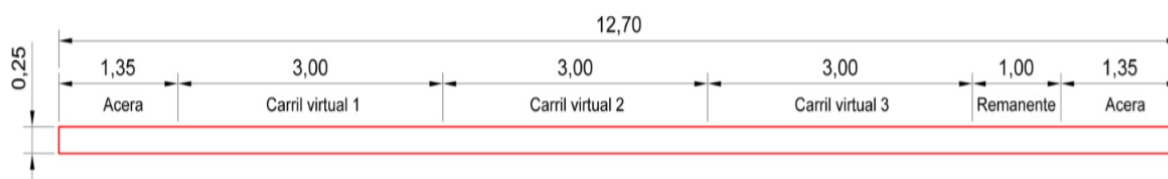


Ilustración 20. División de la plataforma en carriles virtuales<sup>4</sup>

La ubicación y numeración de cada carril virtual se determinará conforme a los criterios que se exponen a continuación.

Para la comprobación de cada estado límite, se considerarán cargados los carriles que sean desfavorables para el efecto en estudio. El carril que genere el efecto más desfavorable se denominará carril 1, el segundo más desfavorable se denominará carril 2, y así sucesivamente. Se empleará una única numeración de carriles para todo el tablero.

### 5.3.1.2. CARGAS VERTICALES.

Se considerará la acción simultánea de las cargas siguientes:

- a) *Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos ( $2Q_{ik}$ )*

Carga producida por uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. Cada vehículo estará constituido por dos ejes, siendo  $Q_{ik}$  la carga de cada eje, indicada en la tabla 4.1-b de la IAP-11 correspondiente al carril  $i$ .

Se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

- En cada carril virtual se considerará la actuación de un único vehículo pesado de peso  $2Q_{ik}$ .
- La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2,00 m. La distancia longitudinal entre ejes será 1,20 m.
- Las dos ruedas de cada eje tendrán la misma carga, que será por tanto igual a  $0,5 Q_{ik}$ .
- A efectos de las comprobaciones generales, se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril virtual.
- Para las comprobaciones locales, cada vehículo pesado se situará transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable. Cuando se consideren dos vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual que 0,50 m.
- Para las comprobaciones locales, la carga puntual de cada rueda de un vehículo pesado se supondrá uniformemente repartida en una superficie de contacto cuadrada de 0,4 m x 0,4 m. Se considerará que esta carga se reparte con una pendiente 1:1 (H: V), tanto a través del pavimento como a través de la losa del tablero, hasta el centro de dicha losa.

$$\text{Carril virtual 1} = 2 \cdot 300 = 600 \text{ kN}$$

$$\text{Carril virtual 2} = 2 \cdot 200 = 400 \text{ kN}$$

$$\text{Carril virtual 3} = 2 \cdot 100 = 200 \text{ kN}$$

$$\text{Área remanente (} q_{rk} \text{)} = 0 \text{ kN}$$

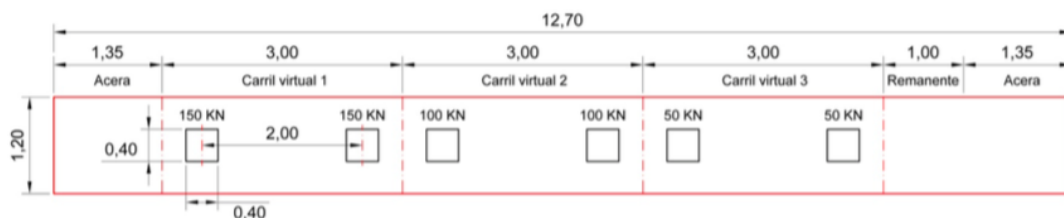


Ilustración 21. Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

**b) Cargas verticales debidas a una sobrecarga uniforme de valor  $q_{jk}$ :**

-En el área remanente, se considerará la actuación de una sobrecarga uniforme de valor  $q_{rk}$ ,

-La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado.

$$\text{Carril virtual 1} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carril virtual 2} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carril virtual 3} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Área remanente (} q_{rk} \text{)} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

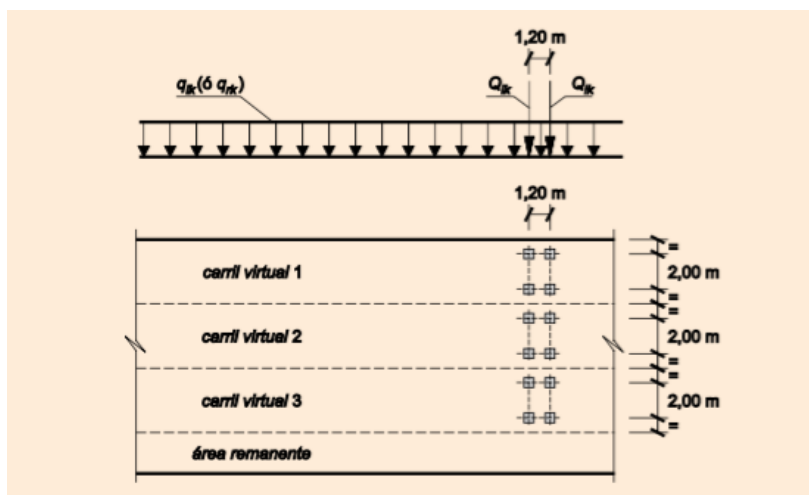


Ilustración 22. Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme

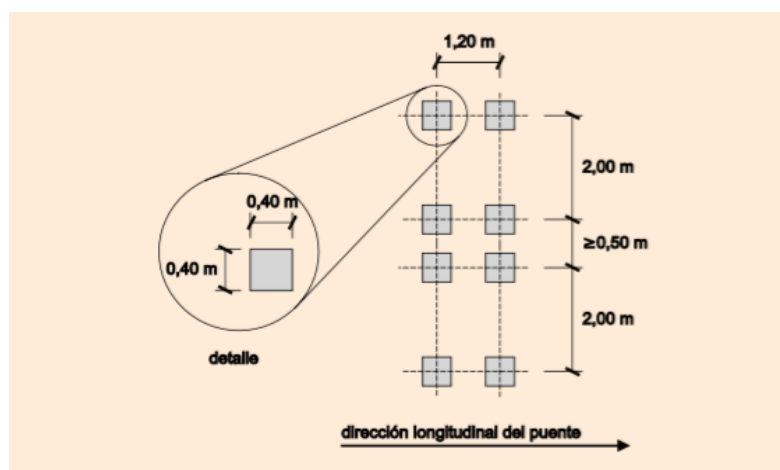


Ilustración 23. Distribución de vehículos pesados para comprobaciones locales

#### c) Cargas verticales en zonas de uso peatonal

En las zonas de uso peatonal de los puentes (aceras, rampas y escaleras), se supondrá aplicada una sobrecarga uniforme de  $5 \text{ KN/m}^2$  en las zonas más desfavorables, longitudinal y transversalmente, para el efecto en estudio.

### 5.3.1.3. FUERZAS HORIZONTALES.

#### a) Frenado y arranque

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente, y se supondrá aplicada al nivel de la superficie del pavimento.

Aunque se trata de una vía que dispone de carriles de sentidos opuestos de circulación, se considerará de sentido único ya que esta hipótesis resulta más desfavorable

El valor característico de esta acción  $Q_{k1}$  será igual a una fracción del valor de la carga característica vertical que se considere actuando sobre el carril virtual 1. Para el caso del carril virtual de 3 m de

anchura y  $L > 1,20$  m (Distancia entre juntas contiguas), esta expresión queda como sigue:

$$Q_{I/k} = 360 + 2,7 \cdot L = 360 + 2,7 \cdot 12,5 = 393,75 \text{ KN}$$

#### 5.3.1.4. GRUPO DE CARGAS DE TRÁFICO.

La concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso, definidas en los apartados anteriores, se tendrá en cuenta mediante la consideración de los grupos de cargas de tráfico indicados en la tabla 4.1-c de la IAP-11

Los valores de las acciones calculadas anteriormente son valores característicos de esas acciones consideradas individualmente. Cuando dichas acciones entran a formar parte de un grupo de cargas de tráfico, lo hacen con los valores que se recogen en la tabla 4.1-c.

Se considera que estos grupos, que son excluyentes entre sí, definen el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se combina con el resto de acciones (cargas permanentes, viento, etc.).

Se considerará la combinación de cada uno de los grupos de cargas con el resto de las acciones cuando sean pertinentes para el efecto en estudio.

GRUPOS DE CARGAS <sup>(1)</sup>	PLATAFORMA					ACERAS
	CARGAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		CARGAS VERTICALES
	VEHÍCULOS PESADOS	SOBRECARGA UNIFORME	AGLOMERACIÓN DE PERSONAS	FRENADO Y ARRANQUE	FUERZA CENTRÍFUGA Y TRANSVERSAL	
<b>gr 1</b> (Cargas verticales)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	–	–	–	Valor reducido: 2,5 kN/m <sup>2</sup>
<b>gr 2</b> (Fuerzas horizontales)	Valor reducido <sup>(2)</sup> : $\psi_1 Q_{ik}$	Valor reducido <sup>(2)</sup> : $\psi_1 q_{ik}$	–	Valor característico (apartado 4.1.3.1)	Valor característico (apartado 4.1.3.2)	–
<b>gr 3</b> (Peatones)	–	–	–	–	–	Valor característico (apartado 4.1.2.2)
<b>gr 4</b> (Aglomeraciones)	–	–	Valor característico (apartado 4.1.2.2)	–	–	Valor característico (apartado 4.1.2.2)

Ilustración 24. Grupos de cargas de tráfico. Concomitancia de las diferentes componentes de la SCU. IAP [N09.02.03]

### 5.3.1.5. TREN DE CARGAS PARA LA COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FATIGA.

Para la comprobación del estado límite último de fatiga, la IAP-11 considera las acciones variables repetidas producidas por la acción del tráfico que se prevé que actúen a lo largo de la vida útil del puente.

El efecto de estas cargas repetidas puede ser representado por el modelo de cargas para fatiga consistente en un vehículo de 4 ejes, de dos ruedas cada eje, que se representan en la figura 4.1- d de la IAP-11. La carga en cada eje será de 120 kN y la superficie de contacto de cada rueda se tomará igual a un cuadrado de 0,40 x 0,40 m. La separación entre ejes y entre las ruedas de un mismo eje será la que se indica en la figura 4.1-d. A efectos de comprobación a fatiga no se considerará ninguna carga horizontal.

Para el cálculo de las tensiones máximas y mínimas que produce el modelo de cargas de fatiga se considera la actuación de un solo vehículo, y éste se supondrá centrado en el carril virtual 1, ya que se trata del carril virtual más desfavorable para el efecto estudiado.

El modelo de cargas definido incluye el coeficiente de impacto correspondiente a una superficie de rodadura de buena calidad (según ISO 8608). Para la comprobación de aquellos elementos estructurales que estén a una distancia menor de 6 m de una junta de calzada se tomará un factor de amplificación adicional de 1,3.

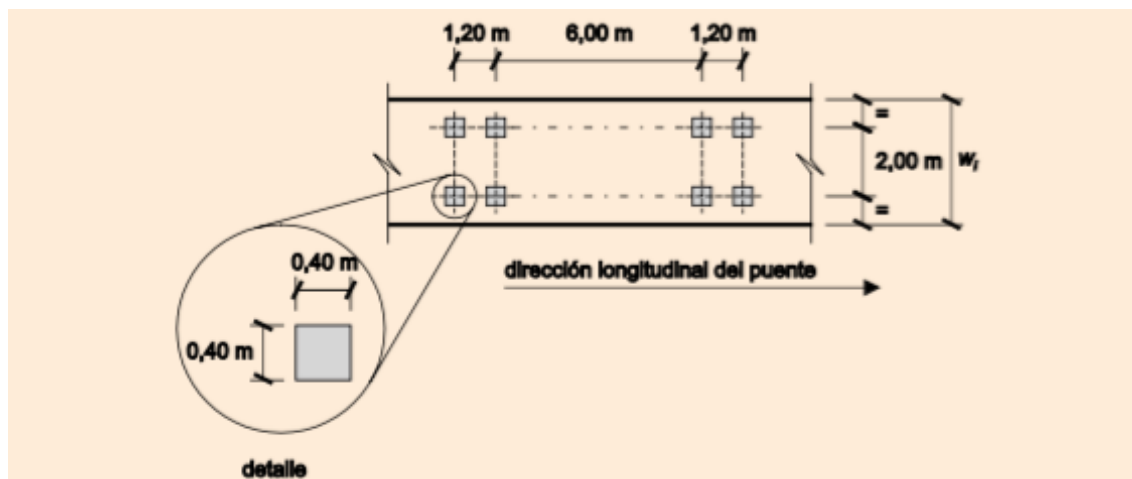


Ilustración 25. Tren de cargas para la comprobación del estado límite de fatiga

(\*) La verificación del ELU de fatiga se efectuara de acuerdo con los criterios recogidos en la normativa específica de cada material estructural. Al tratarse de hormigón, la instrucción EHE-08 indica que en estructuras normales sometidas a carga de tráfico de carreteras no será necesario comprobar este Estado Límite.



### 5.3.2. VIENTO.

En general, la acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente. Para la obtención de la carga producida por el viento utilizaremos la formulación definida en la IAP-11.

#### 5.3.2.1. VELOCIDAD BÁSICA FUNDAMENTAL DEL VIENTO.

La velocidad básica fundamental del viento  $v_{b,0}$  es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo retorno  $T$  de 50 años, medida con independencia de la dirección del viento y de la época del año en una zona plana y desprotegida frente al viento, equivalente a un entorno de puente tipo II, a una altura de 10 metros sobre el suelo. Se obtiene la velocidad básica para un periodo de retorno  $T$  de 50 años del mapa de isotacas que nos proporciona el Código Técnico de la Edificación:



Ilustración 26. Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento.

Alhama de Murcia se encuentra en la zona B, por tanto la velocidad básica fundamental del viento será  $v_{b,0} = 27$  m/s. A partir de la  $v_{b,0}$  se obtiene la velocidad básica  $v_b$  mediante la expresión:

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

Donde:

- $V_b$  velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años [m/s]
- $C_{dir}$  factor direccional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1

- $C_{season}$  factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0.
- $V_{b,0}$  velocidad básica fundamental del viento [m/s]

Por tanto:

$$V_b = 1 \cdot 1 \cdot 27 = 27 \text{ m/s}$$

Se trata de un periodo de retorno de  $T = 100$  años, por tanto, se debe calcular la velocidad básica del viento para dicho periodo:

$$V_b (T=100 \text{ años}) = V_b \cdot C_{prob}$$

Para situaciones persistentes, a falta de estudios específicos, se considerará para un periodo de retorno de 100 años,  $C_{prob} = 1,04$ .

Siendo:

$$V_b (T=100 \text{ años}) = 27 \text{ m/s} \cdot 1,04 = 28,08 \text{ m/s}$$

### 5.3.2.2. VELOCIDAD MEDIA DEL VIENTO.

La velocidad media del viento  $v_m(z)$  a una altura  $z = 7,5 \text{ m}$  sobre el terreno dependerá de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento  $v_b$ , y se determinará según la siguiente expresión:

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_o \cdot v_b(T)$$

Donde:

- $v_b(T)$  velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T
- $c_o$  factor de topografía y se tomará el valor de 1,1 (Situación en un valle)
- $c_r(z)$  factor de rugosidad obtenido de la siguiente fórmula:
- $c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$  para  $z \geq z_{\min}$
- $c_r(z) = c_r(z_{\min})$  para  $z < z_{\min}$

Siendo:

- Z altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto del terreno o respecto del nivel mínimo del agua bajo el puente[m]
- $K_r$  factor del terreno
- $z_0$  longitud de la rugosidad
- $z_{\min}$  altura mínima

A efectos de calcular los parámetros anteriores, se considerarán los cinco tipos de entorno siguientes:

- Tipo 0: mar o zona costera expuesta al mar abierto.
- Tipo I: lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos.
- Tipo II: zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados, (árboles, construcciones pequeñas, etc.), con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el 15% de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de 15 m.

TIPO DE ENTORNO	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

Ilustración 27. Coeficientes según el tipo de entorno. IAP-11[N09.02.03]

La estructura se situará en un entorno *Tipo III*, por ser una zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos. Se obtienen los siguientes coeficientes:

$$K_r = 0,216; \quad z_0 = 0,3 \text{ m}; \quad z_{min} = 5 \text{ m}.$$

Se considerará una altura del tablero de 7 metros respecto al terreno, por tanto:

$$c_r(7) = 0,216 \cdot \ln\left(\frac{7}{0,3}\right) = 0,68$$

$$v_m(7) = 0,68 \cdot 1,1 \cdot 28,08 = 21 \text{ m/s}$$

### 5.3.2.3. EMPUJE DEL VIENTO.

En primer lugar realizaremos una serie de consideraciones acerca del empuje producido por el viento. El empuje del viento deberá ser calculado de forma separada para cada uno de los elementos del puente, esto se empleará de cara a la aplicación de dicha carga durante el proceso de construcción evolutiva, activando la componente de los elementos que se van añadiendo a la estructura conforme el puente va siendo empujado. Debemos tener en cuenta las siguientes situaciones:

- El área sobre la que actúa el viento puede no presentar siempre el mismo valor sino que podrá

variar si actúan otras acciones. De esta forma será necesaria la distinción entre el viento en construcción y el viento en servicio (nieve, sobrecarga de uso...).

-En situaciones transitorias las áreas de exposición presentadas por algunos de los elementos pueden ser diferentes a las definitivas. Por ejemplo, durante la construcción del tablero el viento longitudinal incidirá en la sección en cajón, mientras que en servicio dicho viento en situación de servicio actuará como un rozamiento en la superficie del tablero.

El empuje del viento sobre cualquier elemento se calculará mediante la siguiente expresión general, expresión que será necesario particularizar en función del tipo de empuje:

$$F_W = \left[ \frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \right] C_e(z) C_f A_{ref}$$

Siendo :

- $F_w$  empuje horizontal del viento [N]
- $\frac{1}{2} \rho v_b^2(T)$  presión de la velocidad básica del viento  $q_b$  [N/m<sup>2</sup>]
- $P$  densidad del aire, que se tomará igual a 1,25 kg/m<sup>3</sup>
- $v_b(T)$  velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T
- $C_f$  coeficiente de fuerza del elemento considerado
- $A_{ref}$  área de referencia, que se obtendrá como la proyección del área expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento [m<sup>2</sup>]
- $C_e(z)$  coeficiente de exposición en función de la altura z calculado según la fórmula siguiente:

$$C_e(z) = k_r^2 \left[ c_o^2 \ln^2 \left( \frac{z}{z_o} \right) + 7 k_i c_o \ln \left( \frac{z}{z_o} \right) \right] \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min}$$

Donde:

- $K_i$  factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0.
- $C_o$ ,  $z_o$  y  $z_{min}$  definidas anteriormente.

El empuje del viento se aplicará sobre el centro de gravedad del área de referencia del elemento  $A_{ref}$

En puentes de carretera se supondrá que el efecto de la sobrecarga de uso equivale a un área expuesta cuya altura se considerará igual a 2 metros. Dicha altura se medirá desde la superficie del pavimento se tendrá en cuenta para el cálculo tanto del coeficiente de fuerza, como del área. No se considerará el efecto de ocultamiento sobre ningún elemento de la estructura.

#### 5.3.2.4. DIRECCIÓN DEL VIENTO.

Para evaluar la acción del viento sobre la estructura se considerará su actuación en dos direcciones:

- Perpendicular al eje del tablero: dirección transversal (X). Esta componente podrá ir acompañada de una componente asociada en dirección vertical (Z).
- Paralela al eje del tablero: dirección longitudinal (Y).

En general, se considerará que la acción del viento en las direcciones transversal y longitudinal no es concomitante. La componente vertical del viento, dirección Z, se considerará concomitante sólo con la dirección transversal del viento.

No se considerarán vientos en la dirección oblicua al eje del tablero.

#### 5.3.2.5. EMPUJE DEL VIENTO SOBRE TABLEROS.

a) Efectos provocados por el viento transversal

- EMPUJE HORIZONTAL

En el cálculo del empuje transversal del viento sobre el tablero, a efectos de aplicación de la IAP-11, se pueden distinguir dos tipos de tablero: de alma llena y de celosía. En nuestro caso, se trata de un tablero de alma llena. En este caso se incluyen los tableros con alma llena de tipo cajón (sencillo o múltiple), las losas o los tableros de vigas.

Para el cálculo del empuje transversal (dirección X) sobre estos tableros se entenderá que el área de referencia  $A_{ref,x}$  el producto de la longitud del tramo de puente considerado por altura equivalente  $h_{eq}$ .

A falta de datos experimentales, el coeficiente de fuerza en la dirección X se determinará mediante la expresión

$$C_{f,x} = 2,5 - 0,3 \cdot \left( \frac{B}{h_{eq}} \right)$$

Donde:

- B anchura total del tablero [m]
- $h_{eq}$  altura equivalente [m] obtenida considerando, además del propio tablero (en el caso de un tablero de vigas o varios cajones, se considerará únicamente el elemento de mayor canto), la altura de cualquier elemento no estructural que sea totalmente opaco frente al viento o, si se tiene en cuenta la presencia de la sobrecarga de uso, la altura de ésta, en caso de ser más desfavorable. Por tanto, la altura equivalente del puente será el canto de éste, 2 metros y 2 metros de consideración debida a la

sobrecarga de uso

$$h_{eq} = 2 \text{ m} + 2 \text{ m} = 4 \text{ m}$$

En cualquier caso, el coeficiente  $C_{f,x}$  se considerará limitado por los valores siguientes:

$$1,3 \leq C_{f,x} \leq 2,4$$

Por tanto, el coeficiente de la fuerza en la dirección X será:

$$C_{f,x} = 2,5 - 0,3 \cdot \left( \frac{12,7}{4} \right) = 1,5475$$

El empuje horizontal producido por el viento sobre el tablero en la dirección X, suponiendo que la superficie proyectada es un rectángulo de 25 metros y una cota de 6 metros desde la superficie del pavimento hasta la cara inferior de la viga más la cota hasta el centro de gravedad de la sección (1,8 metros de canto / 2 = 0,9m), siendo la cota total de 6,9 metros:

$$C_e(6,9) = 0,216^2 \left[ 1,1^2 \ln^2 \left( \frac{6,9}{0,3} \right) + 7 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot \ln \left( \frac{6,9}{0,3} \right) \right] = 1,681$$

$$F_{w,x} = \left[ \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 28,08^2 \right] 1,681 \cdot 1,5475 \cdot (25 \cdot 2) = 64097,722 \text{ N} = 64,09 \text{ KN}$$

$$F_{w,x} \text{ por metro lineal} = 2,5636 \text{ kN/m}$$

#### -EMPUJE VERTICAL

Se considerará un empuje vertical, dirección Z, sobre la losa actuando en el sentido más desfavorable, igual a:

$$F_{w,z} = \left[ \frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \right] C_e(Z) C_{F,z} A_{ref,z}$$

- $F_{w,z}$  empuje vertical del viento (N)
- $v_b^2$  presión de la velocidad básica del viento  $q_b$  (N/m<sup>2</sup>)
- $\rho$  densidad del aire, que se tomará igual a 1,25 Kg/m<sup>3</sup>
- $v_b(T)$  velocidad básica del viento (m/s) para un periodo de retorno T
- $C_{f,z}$  coeficiente de fuerza en la dirección vertical Z, que se tomará  $\pm 0,9$
- $A_{ref,z}$  área en planta del tablero (m<sup>2</sup>).  $A_{ref,z} = 25 \times 12,70$
- $C_e(z)$  coeficiente de exposición en función de la altura  $z = 7,9$  metros. Altura medida desde la superficie del pavimento hasta la cara superior del tablero.

$$C_e(7,9) = 0,216^2 \left[ 1,1^2 \ln^2 \left( \frac{7,9}{0,3} \right) + 7 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot \ln \left( \frac{7,9}{0,3} \right) \right] = 1,779$$

$$F_{w,z} = \left[ \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 28,08^2 \right] 1,779 \cdot 0,9 \cdot (25 \cdot 12,7) = 250516,54 \text{ N} = 250,516 \text{ kN}$$

$$F_{w,z} \text{ por metro lineal} = 10,02 \text{ kN/m}$$

#### -MOMENTO DE VUELCO SOBRE EL TABLERO

A falta de datos precisos sobre el momento de vuelco ejercido por la acción combinada de los empujes transversal (dirección X) y vertical (dirección Z) de viento sobre el tablero, se supondrá que :

Empuje transversal está aplicado a una altura en tableros de alma llena del 60% de la altura del primer frente máximo adoptado en el cálculo del área expuesta a la componente horizontal del viento transversal, incluyendo, en su caso, el área correspondiente a la sobrecarga de uso:

La altura será de:  $0,6 \cdot 4 - 1,215 = 1,185$  metros desde el cdg del tablero, siendo el momento producido

$$M_{x,\text{por metro lineal}} = 3,346 \text{ kN/m} \cdot 1,185 \text{ m} = 3,96 \text{ kNm/m}$$

El empuje vertical está aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto de la anchura del tablero. Al ser la sección simétrica respecto del eje Z, estará aplicada a:

$$\frac{1}{4} \cdot 12,7 = 3,175 \text{ metros}$$

El momento producido por la componente Z del viento:

$$M_{z,\text{por metro lineal}} = 10,02 \text{ kN/m} \cdot 3,175 \text{ m} = 31,81 \text{ kNm/m}$$

#### b) Empuje provocado por el viento longitudinal

Se considerará un empuje horizontal paralelo al eje del puente (dirección Y) sobre los elementos de desarrollo longitudinal (tablero, pretilas y barandillas).

Este empuje longitudinal será una fracción del empuje transversal producido por el viento transversal (dirección X), multiplicado por un coeficiente reductor. El valor de dicha fracción será del 25% para los elementos sólidos (tableros tipo cajón, losa o vigas, sistemas de contención no permeables, pantallas anti ruido, sobrecarga de uso, etc.). Para el cálculo de este empuje longitudinal no se considerará la reducción debida a la inclinación de las almas en los tableros de alma llena

El coeficiente reductor, será el definido por la expresión:

$$c_{r,y} = 1 - \left[ \frac{7}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7} \right] \phi \left[ \frac{L}{L(z)} \right]$$

Donde

- $C_0$  factor de topografía definido anteriormente de valor 1,1.
- $\phi \left[ \frac{L}{L(z)} \right] = 0,230 + 0,182 \ln[L/L(z)]$ ; siendo  $0 \leq \phi \left[ \frac{L}{L(z)} \right] \leq 1$ .
- $L$  longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal [m]. Se tomará igual a la longitud total del puente
- $L(z)$  longitud integral de turbulencia [m] definida por:

$$L(z) = \begin{cases} 300 \left( \frac{z_{min}}{200} \right)^\alpha & \text{para } z < z_{min} \\ 300 \left( \frac{z}{200} \right)^\alpha & \text{para } z_{min} \leq z \leq 200 \\ 300 & \text{para } z > 200 \end{cases}$$

- $z$  altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o de la cota mínima del nivel de agua bajo el puente [m].
- $z_0$  y  $z_{min}$  coeficientes definidos anteriormente y con valor 0,3 Y 5 m respectivamente.
- $\alpha$  coeficiente definido en la siguiente tabla:

TIPO DE ENTORNO	$\alpha$
0	0,38
I	0,44
II	0,52
III	0,61
IV	0,67

Ilustración 28. Coeficiente según el tipo de entorno. IAP-11[N09.02.03]

Para un tipo de entorno III se tomará el valor de  $\alpha = 0,61$ . El empuje longitudinal será el siguiente:

$$L(z) = 300 \left( \frac{5}{200} \right)^{0,61} = 31,61 \quad \text{para } 5 \leq z \leq 200$$

$$\phi \left[ \frac{L}{L(z)} \right] = 0,230 + 0,182 \ln \left( \frac{25}{31,61} \right) = 0,187$$

$$c_{r,y} = 1 - \left[ \frac{7}{1,1 \cdot \ln \left( \frac{6,9}{0,3} \right) + 7} \right] \cdot 0,187 = 0,874$$

$$F_{w,y} = F_{w,x} = 0,25 \cdot 0,874 = 250,516 \cdot 0,25 \cdot 0,874 = 54,73 \text{ KN}$$

### 5.3.2.6. EFECTOS AEROELÁSTICOS.

No será necesaria la comprobación de estos efectos ya que cumplen simultáneamente las tres exigencias que describe la IAP-11 para despreciar su efecto.



### 5.3.3. ACCIÓN TÉRMICA.

#### 5.3.3.1. ACCIÓN TÉRMICA EN TABLEROS

A efectos de aplicación de la IAP-11, para evaluar el efecto de la acción térmica se considerarán los siguientes tipos de tablero:

- Tipo 1: Tableros de acero con sección transversal en cajón, viga armada o celosía.
- Tipo 2: Tableros mixtos compuestos por acero estructural y hormigón armado o pretensado (conectados de forma que ambos materiales trabajen de forma solidaria).
- Tipo 3: Tableros de hormigón armado o pretensado, sean losas, vigas o cajones.

El caso de estudio se trata de un *tablero tipo 3*.

Los valores representativos de la acción térmica se evaluarán considerando la componente uniforme de temperatura y las componentes de la diferencia de temperatura vertical y horizontal.

##### 5.3.3.1.1. COMPONENTE UNIFORME DE LA TEMPERATURA DEL TABLERO

Para determinar la componente uniforme de la temperatura para un período de retorno de 100 años, será necesario calcularla previamente para un período de retorno de 50 años.

El valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra  $T_{\max}$  depende del clima del lugar y de la altitud y que será el que se indica en el mapa de isotermas y como valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra  $T_{\min}$  se deduce a partir de la altitud del emplazamiento y de la zona climática invernal:

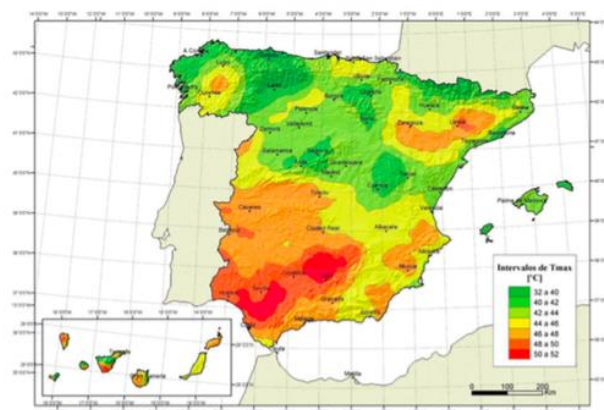


Ilustración 29. Isotermas de la temperatura máxima anual del aire (°C)

El rango de temperaturas máximas del aire del municipio de Alhama de Murcia puede encontrarse entre los 46 °C y 48 °C. Para realizar los cálculos para un periodo de retorno de 100 años, se va a tomar el valor de 48 °C con el fin de coger la situación de máximas temperaturas.

ALTITUD [m]	ZONA DE CLIMA INVERNAL (SEGÚN FIGURA 4.3-b)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

Ilustración 30. Temperatura mínima anual del aire. IAP-11[N09.02.03]



Ilustración 31. Zonas climáticas de invierno

La zona de Alhama de Murcia se sitúa a una altitud de 176 metros, perteneciendo a la zona 6. A partir de los datos que se obtienen en la tabla, se ha tomado como temperatura mínima -14 °C.

La temperatura máxima y mínima para un período de retorno de 100 años sería de:

$$T_{max,p} = T_{max} \{k1 - k2 \ln [-\ln(1-p)]\}$$

$$T_{min,p} = T_{min} \{k3 + k4 \ln [-\ln(1-p)]\}$$

Siendo p el inverso del período de retorno y considerando para los coeficientes los valores:

$$k1 = 0,781; k2 = 0,056; k3 = 0,393; k4 = -0,156$$

Por lo tanto, las temperaturas resultan:

$$T_{max} = 49,85 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{min} = -15,55 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

#### - COMPONENTE UNIFORME DE TEMPERATURA

La componente uniforme de temperatura del tablero, también denominada temperatura efectiva (temperatura media de la sección transversal), tendrá un valor mínimo  $T_{e,min}$  y un valor máximo  $T_{e,max}$  que se determinará a partir de la temperatura del aire, mediante las expresiones siguientes:

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max}$$

Donde:

- $T_{min}$  valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno.
- $T_{max}$  valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno.

Con los valores de  $\Delta T_{e,min}$  y  $\Delta T_{e,max}$ , indicados en la siguiente tabla:

TIPO DE TABLERO	$\Delta T_{e,min}$ [°C]	$\Delta T_{e,max}$ [°C]
Tipo 1: Tablero de acero	-3	+16
Tipo 2: Tablero mixto	+4	+4
Tipo 3: Tablero de hormigón	+8	+2

Ilustración 32. Valores para el cálculo de la componente uniforme de temperatura. IAP-11[N09.02.03]

La componente uniforme de temperatura tendrá los siguientes valores:

$$T_{e,min} = -15,55 + 8 = -7,55 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = +49,85 + 2 = 51,85 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Para la determinación de los efectos debidos a la componente uniforme de temperatura, se emplearán los valores del coeficiente de dilatación térmica lineal indicados a continuación:

MATERIAL	$\alpha_T$ ( $\times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ )
Acero inoxidable	16
Acero estructural, hierro dulce o fundición <sup>(1)</sup>	12
Hormigón <sup>(2)</sup>	10

Ilustración 33. Valores del coeficiente de dilatación térmica lineal. IAP-11[N09.02.03]

Al emplear hormigón de material, el valor del coeficiente de dilatación térmica lineal será:

$$\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}.$$

-RANGO DE LA COMPONENTE UNIFORME DE TEMPERATURA:

La variación de la componente uniforme de temperatura ocasionará, en una estructura sin coacción al movimiento, un cambio en la longitud del elemento. Teniendo en cuenta lo indicado en el apartado anterior, el rango de variación de la componente uniforme de temperatura en el tablero será:

$$\Delta T_N = T_{e,\max} - T_{e,\min}$$

A partir de los valores característicos máximo y mínimo de la componente uniforme de temperatura y a partir de la temperatura inicial  $T_0$  (temperatura media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento), se obtendrán los rangos de variación térmica que permitan determinar la contracción y la dilatación máximas del tablero, según lo indicado en los párrafos siguientes.

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción  $\Delta T_{N,\text{con}}$  será:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min}$$

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación  $\Delta T_{N,\text{exp}}$  será:

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0$$

La temperatura inicial  $T_0$  del elemento en el momento de coaccionar su movimiento se tomará como  $T_0 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$ , siendo:

$$\Delta T_N = T_{e,\max} - T_{e,\min} = 51,85 - (-7,55) = 59,4 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 15 - (-7,55) = 22,55 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 51,85 - 15 = 36,85 \text{ } ^\circ\text{C}$$

#### **5.3.3.1.2. COMPONENTE DE LA DIFERENCIA DE TEMPERATURA.**

- DIFERENCIA VERTICAL (Para puentes de hormigón tipo 3)

A lo largo de un periodo de tiempo determinado, el calentamiento y enfriamiento de la cara superior del tablero da lugar a una variación de temperatura en la altura de la sección transversal que tendrá un valor de máximo calentamiento (cara superior más caliente) y un valor de máximo enfriamiento (cara superior más fría).

El efecto de la diferencia vertical de temperatura se debe considerar mediante el empleo de una

componente lineal equivalente de la diferencia de temperatura con  $\Delta T_{M,heat}$  y  $\Delta T_{M,cool}$ . Estos valores son diferencias de temperatura entre las fibras superior e inferior del tablero.

Para tableros de hormigón (tipo 3), los valores  $\Delta T_{M,heat}$  y  $\Delta T_{M,cool}$  será los que figuran en la siguiente tabla:

TIPO DE TABLERO	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA
	$\Delta T_{M,heat} [^{\circ}\text{C}]$	$\Delta T_{M,cool} [^{\circ}\text{C}]$
Tipo 1: Tablero de acero	18	13
Tipo 3: Tablero de hormigón		
— Sección cajón	10	5
— Sección de vigas	15	8
— Sección losa	15	8

Ilustración 34. Componente lineal de la diferencia vertical de temperatura para tableros tipo 1 y 3. IAP-11[N09.02.03]

La diferencia vertical de temperatura está muy influenciada por el tipo y espesor del pavimento. Los valores de la tabla corresponden a un espesor de pavimento de 50 mm. Para espesores diferentes, será necesario aplicar un factor de corrector  $k_{sur}$  dado en la siguiente tabla:

ESPESOR DEL PAVIMENTO	TABLERO TIPO 1		TABLERO TIPO 3	
	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA
	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$
Sin impermeabilización ni pavimento	0,7	0,9	0,8	1,1
Con impermeabilización y sin pavimento <sup>(1)</sup>	1,6	0,6	1,5	1,0
50 mm	1,0	1,0	1,0	1,0
100 mm	0,7	1,2	0,7	1,0
150 mm	0,7	1,2	0,5	1,0

Ilustración 35. Coeficiente de influencia del tipo y espesor de pavimento. IAP-11[N09.02.03]

Para un tablero Tipo 3 y un espesor del pavimento de 100 mm se obtienen los siguientes incrementos de temperatura:

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \cdot 0,7 = 10,5 \text{ } ^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8 \cdot 1,0 = 8^{\circ}\text{C}$$

#### -DIFERENCIA HORIZONTAL

La diferencia de soleamiento entre un lado y otro de la sección transversal del tablero puede dar lugar a una diferencia horizontal de temperatura. Este hecho se produce en tableros que presentan una orientación próxima a la este-oeste, con mayor soleamiento general en la cara sur, pero también se produce en puente con orientación próxima a la norte-sur, con un mayor soleamiento

en el lado este al amanecer con un máximo en los meses de verano, y en el lado oeste al atardecer con un máximo en los meses de invierno.

No se considera esta diferencia horizontal por tener el tablero una orientación Sur-Norte.

-SIMULTANEIDAD DE LA COMPONENTE UNIFORME Y DE LA DIFERENCIA DE TEMPERATURA Debido al esquema estructural, es necesario tener en cuenta la actuación simultánea de la variación de la componente uniforme,  $\Delta T_{N,exp}$  o  $\Delta T_{N,con}$  y la diferencia de temperatura,  $\Delta T_{M,heat}$  o  $\Delta T_{M,cool}$ , ambas componentes se combinarán de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$\Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$$

$$\text{Con } \omega_N = 0,35 \text{ y } \omega_M = 0,75.$$

Estas expresiones dan lugar a ocho posibles formas de considerar la concomitancia de las distintas componentes de la acción térmica, de las que se elegirán las que den lugar a los efectos más desfavorables para el elemento en estudio.

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot T_{N,con} = 10,5 + 0,35 \cdot 22,55 = 18,39 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot T_{N,exp} = 10,5 + 0,35 \cdot 36,85 = 23,39 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot T_{N,con} = 8 + 0,35 \cdot 22,55 = 15,89 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot T_{N,exp} = 8 + 0,35 \cdot 36,85 = 20,89 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con} = 0,75 \cdot 10,5 + 22,55 = 30,43 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + T_{N,exp} = 0,75 \cdot 10,5 + 36,85 = 44,73 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + T_{N,con} = 0,75 \cdot 8 + 22,55 = 28,55 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + T_{N,exp} = 0,75 \cdot 8 + 36,85 = 42,85 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Los incrementos más desfavorables serán 15,89 °C y 44,73 °C, obteniendo las siguientes temperaturas:

$$T_{max,combi} = 44,73 + 15 = 59,73 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{max,combi} = 15,89 - 15 = 0,89 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Las temperaturas más desfavorables totales serán como temperatura máxima (incremento térmico) la obtenida de la combinación de las diferentes componentes de la temperatura, 59,73 °C, y la temperatura mínima resulta de la componente uniforme de la temperatura con un valor de -

7,55°C (decremento térmico).

### 5.3.3.2. ACCIÓN TÉRMICA EN PILAS

Se deberán considerar los efectos de la acción térmica en las pilas, cuando puedan dar lugar a la aparición de reacciones o movimientos en los elementos adyacentes o en la propia pila.

Cuando las diferencias de temperatura puedan dar lugar a efectos significativos, se considerará, para pilas de hormigón tanto huecas como macizas, una diferencia lineal de temperatura de 5°C entre caras externas opuestas. Para los tabiques de las pilas de hormigón huecas, se considerará, además, una diferencia lineal de temperatura entre las caras interna y externa de 15°C.

### 5.3.4. NIEVE.

Esta carga se supondrá aplicada en un terreno horizontal. Como valor característico de la sobrecarga de nieve sobre tableros  $q_k$ , se adoptará el definido por la siguiente expresión:

ZONA DE CLIMA INVERNAL (SEGÚN FIGURA 4.3-b)							
ALTITUD [M]	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2200	-	8,0	-	-	-	-	-

Ilustración 36. Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal. IAP-11[N09.02.03]

$$q_k = 0,8 \cdot s_k$$

Para una altitud de 176 metros y una zona de clima invernal 6, se obtiene:

$$q_k = 0,8 \cdot 0,2 = 0,16 \text{ KN/m}^2$$

## 5.4. ACCIONES ACIDENTALES.

### 5.4.1. IMPACTOS.

#### 5.4.1.1. IMPACTO DE VEHÍCULOS DE CARRETERA CONTRA UN ELEMENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE.

A efectos de aplicación de la IAP-11, el impacto de un vehículo de carretera contra las pilas o

elementos de sustentación del puente se asimilará a la actuación de una fuerza estática cuya resultante se encuentra situada a la altura más desfavorable entre 0,5 m y 1,5 m sobre la superficie del pavimento. Esta carga podrá considerarse aplicada sobre una superficie o zona de choque de 0,5 m de altura por 1,5 m de anchura (o la anchura del propio elemento si es menor). El valor de la fuerza estática horizontal equivalente será:

En la dirección del tráfico: 1000 kN

En la perpendicular a la dirección del tráfico: 500 kN

Se considerará que ambas acciones no actúan de forma simultánea.

Se considerará la acción del impacto de vehículos contra un elemento de sustentación del puente a pesar de que cumple las distancias de seguridad indicadas en el reglamento relativo a barreras de seguridad de la Dirección General de Carreteras, además de disponer de las protecciones adecuadas.

No se considerará el impacto de un vehículo contra el tablero ya que la altura libre bajo el mismo es mayor al gálibo vertical mínimo reglamentario.

#### **5.4.1.2. IMPACTO CONTRA SISTEMAS DE CONTENCIÓN DE VEHÍCULOS.**

No se considerará esta acción debido a la existencia de una barrera rígida en el lateral del carril que imposibilita la presencia del vehículo sobre la acera y posible colisión con la barrera del borde. Por otro lado, al ser un puente urbano y de corta longitud, la velocidad de proyecto será reducida.

### **6. COMBINACIONES DE ACCIONES.**

Las combinaciones de acciones se va a realizar en base a la IAP-11. Para cada situación de proyecto se identificarán las hipótesis de carga críticas y, para cada una de ellas, el valor de cálculo del efecto de las acciones se obtendrá combinando las acciones que puedan actuar simultáneamente.

#### **6.1.COMBINACIONES DE ACCIONES EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU).**

Las combinaciones de acciones a tener en cuenta para las verificaciones en ELU, excluida la fatiga, serán las indicadas a continuación

- *En situación persistente o transitoria:*

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Donde:



$G_{k,j}$	<i>valor característico de cada acción permanente.</i>
$G_{k,m}^*$	<i>valor característico de cada acción permanente de valor no constante.</i>
$Q_{k,1}$	<i>valor característico de la acción variable dominante.</i>
$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	<i>valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.</i>
$\gamma_G, \gamma_Q$	<i>coeficientes parciales.</i>

Para el uso de esta expresión, añada además una serie de prescripciones:

- La sobrecarga de uso estará representada, para su combinación con el resto de las acciones, mediante los grupos de carga definidos en la tabla 4.1-c, que son excluyentes entre sí.
- Cuando se considere el viento transversal sobre el tablero, se considerará la actuación simultánea de la componente vertical del viento y el momento de vuelco correspondiente.
- Cuando se considere el viento longitudinal sobre el tablero, no se tendrá en cuenta la actuación simultánea del viento transversal, ni el empuje vertical, ni el momento de vuelco correspondiente.
- Cuando se considere la acción del viento como predominante, no se tendrá en cuenta la actuación de la sobrecarga de uso.
- Cuando se considere la sobrecarga de uso como predominante, se considerará el viento concomitante correspondiente.
- Cuando se considere el grupo de cargas de tráfico gr 2 (fuerzas horizontales con su valor característico), no se considerará la actuación del viento ni de la nieve.
- No se considerará la acción simultánea del viento y de la acción térmica.
- En general, no se considerará la acción simultánea de la carga de nieve y la sobrecarga de uso salvo en zonas de alta montaña, en cuyo caso se estudiará para el proyecto concreto la distribución espacial y la concomitancia de ambas acciones.

- *En situación accidental:*

La combinación de acciones en situación accidental se hará de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_d$$

Donde:

$G_{k,j}$	valor representativo de cada acción permanente.
$G^*_{k,m}$	valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	valor frecuente de la principal acción variable concomitante con la acción accidental.
$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	valor casi-permanente del resto de las acciones variables concomitantes.
$A_{Ed}$	valor de cálculo de la acción accidental

-En situación sísmica :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G^*_{k,m} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + A_{Ed}$$

Donde:

$G_{k,j}$	valor representativo de cada acción permanente.
$G^*_{k,m}$	valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	valor casi-permanente de la sobrecarga de uso (según tabla 6.1-a)
$A_{Ed}$	valor de cálculo de la acción sísmica.

## 6.2.COMBINACIONES DE ACCIONES EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (ELS).

Según el estado límite de servicio que se vaya a verificar, se adoptará uno de los tres tipos de combinación de acciones indicados a continuación:

-Combinación característica (poco probable o rara):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G^*_{k,m} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación, que coincide formalmente con la combinación fundamental de ELU, se utiliza en general para la verificación de ELS irreversibles (Pretensado).

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G^*_{k,m} + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación se utiliza en general para la verificación de ELS reversibles (para la comprobación

de la flecha máxima vertical y pretensado).

-Combinación casi-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación se utiliza también para la verificación de algunos ELS reversibles y para la evaluación de los efectos diferidos (fisuración).

Serán también de aplicación las prescripciones descritas anteriormente.

### 6.3.COMBINACIONES DE ACCIONES PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL.

El valor de las acciones, así como los coeficientes de mayoración y las combinaciones entre ellas se han realizado según lo estipulado en la normativa EHE, la IAP, Eurocódigo 1 y 2 y CTE.

Para la obtención de las combinaciones se ha utilizado el programa COMBINADOR, en el que se han introducido todos los factores y coeficientes estipulados en las normativas nombradas.

#### 6.3.1. COMBINACIONES PARA ELU EN SITUACIÓN PERMANENTE O TRANSITORIA.

Nº	EL	Situación	PP	CM	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
3	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0	0	0
4	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0	0	0
5	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0	0	0.9
6	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0	0	0.9
7	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0	0.9	0
8	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0	0.9	0
9	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	1.5	0	0	0
10	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	1.5	0	0	0
11	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	1.5	0	0	0.9
12	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	1.5	0	0	0.9
13	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	1.5	0	0.9	0
14	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	1.5	0	0.9	0
15	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0	0	0

16	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0	0	0
17	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0	0	0.9
18	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0	0	0.9
19	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0	0.9	0
20	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0	0.9	0
21	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	1.5	0	0	0
22	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	1.5	0	0	0
23	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	1.5	0	0	0.9
24	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	1.5	0	0	0.9
25	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	1.5	0	0.9	0
26	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	1.5	0	0.9	0
27	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	1.5	0	0
28	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	1.5	0	0
29	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	1.5	0	0.9
30	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	1.5	0	0.9
31	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	1.5	0.9	0
32	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	1.5	0.9	0
33	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	1.5	0	0
34	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	1.5	0	0
35	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	1.5	0	0.9
36	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	1.5	0	0.9
37	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	1.5	0.9	0
38	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	1.5	0.9	0
39	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0	1.5	0
40	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0	1.5	0
41	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0.9	0	0
42	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0.9	0	0
43	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0.9	1.5	0
44	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0.9	1.5	0
45	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0.9	0	0	0

46	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0.9	0	0	0
47	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0.9	0	1.5	0
48	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0.9	0	1.5	0
49	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0	1.5	0
50	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0	1.5	0
51	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	0
52	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	0
53	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0.9	1.5	0
54	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0.9	1.5	0
55	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	0
56	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	0
57	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0.9	0	1.5	0
58	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0.9	0	1.5	0
59	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0	0	1.5
60	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0	0	1.5
61	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0.9	0	1.5
62	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0.9	0	1.5
63	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0.9	0	0	1.5
64	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0.9	0	0	1.5
65	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0	0	1.5
66	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0	0	1.5
67	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	1.5
68	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	1.5
69	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	1.5
70	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	1.5
71	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0	0	0
72	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0	0	0.9
73	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0	0.9	0
74	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0.9	0	0
75	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0.9	0	0.9

76	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0.9	0	0.9
77	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0.9	0.9	0
78	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0.9	0.9	0
79	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0.9	0	0	0
80	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0.9	0	0	0.9
81	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0.9	0	0	0.9
82	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0.9	0	0.9	0
83	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0.9	0	0.9	0
84	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0	0	0
85	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0	0	0.9
86	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0	0.9	0
87	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	0
88	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	0.9
89	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	0.9
90	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0.9	0
91	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0.9	0
92	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	0
93	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	0.9
94	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	0.9
95	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0.9	0
96	ELU	Persistente	1	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0.9	0
97	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0.9	0	0.9
98	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0	0.9	0.9	0
99	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0.9	0	0	0.9
100	ELU	Persistente	1	1	0	0	0	0.9	0	0.9	0
101	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0
102	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0
103	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0.9
104	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0.9
105	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0	0	0.9	0

106	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0	0	0.9	0
107	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	0
108	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	0
109	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	0.9
110	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	0.9
111	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0.9	0
112	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0.9	0
113	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	0
114	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	0
115	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	0.9
116	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	0.9
117	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0.9	0
118	ELU	Persistente	1	1	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0.9	0
119	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0	0	0
120	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0	0	0
121	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0	0	0.9
122	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0	0	0.9
123	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0	0.9	0
124	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0	0.9	0
125	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	1.5	0	0	0
126	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	1.5	0	0	0
127	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	1.5	0	0	0.9
128	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	1.5	0	0	0.9
129	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	1.5	0	0.9	0
130	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	1.5	0	0.9	0
131	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	0
132	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	0
133	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	0.9
134	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	0.9
135	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0.9	0

136	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0.9	0
137	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	1.5	0	0	0
138	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	1.5	0	0	0
139	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	1.5	0	0	0.9
140	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	1.5	0	0	0.9
141	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	1.5	0	0.9	0
142	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	1.5	0	0.9	0
143	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	1.5	0	0
144	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	1.5	0	0
145	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	1.5	0	0.9
146	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	1.5	0	0.9
147	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	1.5	0.9	0
148	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	1.5	0.9	0
149	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	1.5	0	0
150	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	1.5	0	0
151	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	1.5	0	0.9
152	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	1.5	0	0.9
153	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	1.5	0.9	0
154	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	1.5	0.9	0
155	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0	1.5	0
156	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0	1.5	0
157	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0.9	0	0
158	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0.9	0	0
159	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0.9	1.5	0
160	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0.9	1.5	0
161	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0.9	0	0	0
162	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0.9	0	0	0
163	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0.9	0	1.5	0
164	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0.9	0	1.5	0
165	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0	1.5	0



166	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0	1.5	0
167	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	0
168	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	0
169	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	1.5	0
170	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	1.5	0
171	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	0
172	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	0
173	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	1.5	0
174	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	1.5	0
175	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0	0	1.5
176	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0	0	1.5
177	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0.9	0	1.5
178	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0.9	0	1.5
179	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0.9	0	0	1.5
180	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0.9	0	0	1.5
181	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	1.5
182	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	1.5
183	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	1.5
184	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	1.5
185	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	1.5
186	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	1.5
187	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0	0	0
188	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0	0	0.9
189	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0	0.9	0
190	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0.9	0	0
191	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0.9	0	0.9
192	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0.9	0	0.9
193	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0.9	0.9	0
194	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0.9	0.9	0
195	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0.9	0	0	0

196	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0.9	0	0	0.9
197	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0.9	0	0	0.9
198	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0.9	0	0.9	0
199	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0.9	0	0.9	0
200	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	0
201	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	0.9
202	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0.9	0
203	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	0
204	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	0.9
205	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	0.9
206	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0.9	0
207	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0.9	0
208	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	0
209	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	0.9
210	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	0.9
211	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0.9	0
212	ELU	Persistente	1	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0.9	0
213	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0.9	0	0.9
214	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0	0.9	0.9	0
215	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0.9	0	0	0.9
216	ELU	Persistente	1	1.35	0	0	0	0.9	0	0.9	
217	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0	0	
218	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0	0	
219	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0	0	
220	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0	0	
221	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0	0.9	
222	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0	0.9	
223	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	
224	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	
225	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	

226	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	
227	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0.9	
228	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0.9	
229	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	
230	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	
231	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	
232	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	
233	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0.9	
234	ELU	Persistente	1	1.35	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0.9	
235	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0	0	
236	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0	0	
237	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0	0	
238	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0	0	
239	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0	0.9	
240	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0	0.9	
241	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	1.5	0	0	
242	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	1.5	0	0	
243	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	1.5	0	0	
244	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	1.5	0	0	
245	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	1.5	0	0.9	
246	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	1.5	0	0.9	
247	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0	0	
248	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0	0	
249	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0	0	
250	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0	0	
251	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0	0.9	
252	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0	0.9	
253	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	1.5	0	0	
254	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	1.5	0	0	
255	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	1.5	0	0	

256	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	1.5	0	0	
257	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	1.5	0	0.9	
258	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	1.5	0	0.9	
259	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	1.5	0	
260	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	1.5	0	
261	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	1.5	0	
262	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	1.5	0	
263	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	1.5	0.9	
264	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	1.5	0.9	
265	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	1.5	0	
266	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	1.5	0	
267	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	1.5	0	
268	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	1.5	0	
269	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	1.5	0.9	
270	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	1.5	0.9	
271	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0	1.5	
272	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0	1.5	
273	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0	
274	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0	
275	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0.9	1.5	
276	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0.9	1.5	
277	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0.9	0	0	
278	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0.9	0	0	
279	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0.9	0	1.5	
280	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0.9	0	1.5	
281	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0	1.5	
282	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0	1.5	
283	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	
284	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	
285	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0.9	1.5	

286	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0.9	1.5	
287	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
288	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
289	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0.9	0	1.5	
290	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0.9	0	1.5	
291	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0	0	
292	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0	0	
293	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0	
294	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0	
295	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0.9	0	0	
296	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0.9	0	0	
297	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0	0	
298	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0	0	
299	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	
300	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	
301	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
302	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
303	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0	0	
304	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0	0	
305	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0	0.9	
306	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0	
307	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0	
308	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0	
309	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0.9	
310	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0.9	
311	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0.9	0	0	
312	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0.9	0	0	
313	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0.9	0	0	
314	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0.9	0	0.9	
315	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0.9	0	0.9	

316	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0	0	
317	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0	0	
318	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0	0.9	
319	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	
320	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	
321	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0	
322	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0.9	
323	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0	0.9	0.9	
324	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
325	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
326	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
327	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0.9	
328	ELU	Persistente	1.35	1	1.13	0.6	0	0.9	0	0.9	
329	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0	
330	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0.9	
331	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0.9	0	0	
332	ELU	Persistente	1.35	1	0	0	0	0.9	0	0.9	
333	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0	0	0	
334	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0	0	0	
335	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0	0	0	
336	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0	0	0	
337	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0	0	0.9	
338	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0	0	0.9	
339	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	
340	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	
341	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	
342	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	
343	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0.9	
344	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0.9	
345	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	

346	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	
347	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	
348	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	
349	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0.9	
350	ELU	Persistente	1.35	1	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0.9	
351	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	
352	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	
353	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	
354	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	
355	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0.9	
356	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0.9	
357	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	1.5	0	0	
358	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	1.5	0	0	
359	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	1.5	0	0	
360	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	1.5	0	0	
361	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	1.5	0	0.9	
362	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	1.5	0	0.9	
363	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	
364	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	
365	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	
366	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	
367	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0.9	
368	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0.9	
369	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	1.5	0	0	
370	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	1.5	0	0	
371	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	1.5	0	0	
372	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	1.5	0	0	
373	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	1.5	0	0.9	
374	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	1.5	0	0.9	
375	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	1.5	0	

376	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	1.5	0	
377	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	1.5	0	
378	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	1.5	0	
379	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	1.5	0.9	
380	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	1.5	0.9	
381	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	1.5	0	
382	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	1.5	0	
383	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	1.5	0	
384	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	1.5	0	
385	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	1.5	0.9	
386	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	1.5	0.9	
387	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0	1.5	
388	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0	1.5	
389	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0	
390	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0	
391	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	1.5	
392	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	1.5	
393	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0.9	0	0	
394	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0.9	0	0	
395	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0.9	0	1.5	
396	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0.9	0	1.5	
397	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0	1.5	
398	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0	1.5	
399	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	
400	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	
401	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	1.5	
402	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	1.5	
403	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
404	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
405	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	1.5	



406	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	1.5	
407	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	
408	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	
409	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0	
410	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0	
411	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0.9	0	0	
412	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0.9	0	0	
413	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	
414	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	
415	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	
416	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	
417	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
418	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
419	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	
420	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	
421	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0.9	
422	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0	
423	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0	
424	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0	
425	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0.9	
426	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0.9	
427	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0.9	0	0	
428	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0.9	0	0	
429	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0.9	0	0	
430	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0.9	0	0.9	
431	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0.9	0	0.9	
432	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	
433	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0	
434	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0	0.9	
435	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	

436	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	
437	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0	
438	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0.9	
439	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0	0.9	0.9	
440	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
441	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
442	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0	
443	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0.9	
444	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.13	0.6	0	0.9	0	0.9	
445	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0	
446	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0.9	
447	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0.9	0	0	
448	ELU	Persistente	1.35	1.35	0	0	0	0.9	0	0.9	
449	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0	0	
450	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0	0	
451	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0	0	
452	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0	0	
453	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0	0.9	
454	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0	0.9	
455	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	
456	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	
457	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	
458	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0	
459	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0.9	
460	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0.9	
461	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	
462	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	
463	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	
464	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0	
465	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0.9	

466	ELU	Persistente	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5	0.9	0	0.9	
-----	-----	-------------	------	------	-----	-----	-----	-----	---	-----	--

### 6.3.2. COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACIÓN POCO PROBABLE O CARACTERÍSTICA.

Nº	EL	Situación	PP	CM	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
1	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0	0	0
2	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0	0	0
3	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0	0	0.6
4	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0	0	0.6
5	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0	0.6	0
6	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0	0.6	0
7	ELS	Característica	1	1	0	0	0	1	0	0	0
8	ELS	Característica	1	1	0	0	0	1	0	0	0
9	ELS	Característica	1	1	0	0	0	1	0	0	0.6
10	ELS	Característica	1	1	0	0	0	1	0	0	0.6
11	ELS	Característica	1	1	0	0	0	1	0	0.6	0
12	ELS	Característica	1	1	0	0	0	1	0	0.6	0
13	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0	0	0
14	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0	0	0
15	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0	0	0.6
16	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0	0	0.6
17	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0	0.6	0
18	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0	0.6	0
19	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	1	0	0	0
20	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	1	0	0	0
21	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	1	0	0	0.6
22	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	1	0	0	0.6
23	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	1	0	0.6	0
24	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	1	0	0.6	0
25	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	1	0	0

26	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	1	0	0
27	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	1	0	0.6
28	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	1	0	0.6
29	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	1	0.6	0
30	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	1	0.6	0
31	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	1	0	0
32	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	1	0	0
33	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	1	0	0.6
34	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	1	0	0.6
35	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	1	0.6	0
36	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	1	0.6	0
37	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0	1	0
38	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0	1	0
39	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0.6	0	
40	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0.6	0	
41	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0.6	1	
42	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0.6	1	
43	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0.6	0	0	
44	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0.6	0	0	
45	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0.6	0	1	
46	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0.6	0	1	
47	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0	1	
48	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0	1	
49	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0.6	0	
50	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0.6	0	
51	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0.6	1	
52	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0.6	1	
53	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0.6	0	0	
54	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0.6	0	0	
55	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0.6	0	1	

56	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0.6	0	1	
57	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0	0	
58	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0	0	
59	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0.6	0	
60	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0.6	0	
61	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0.6	0	0	
62	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0.6	0	0	
63	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0	0	
64	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0	0	
65	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0.6	0	
66	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0.6	0	
67	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0.6	0	0	
68	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0.6	0	0	
69	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0	0	
70	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0	0	
71	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0	0.6	
72	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0.6	0	
73	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0.6	0	
74	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0.6	0	
75	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0.6	0.6	
76	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0.6	0.6	
77	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0.6	0	0	
78	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0.6	0	0	
79	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0.6	0	0	
80	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0.6	0	0.6	
81	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0.6	0	0.6	
82	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0	0	
83	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0	0	
84	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0	0.6	
85	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0.6	0	

86	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0.6	0	
87	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0.6	0	
88	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0.6	0.6	
89	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0	0.6	0.6	
90	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0.6	0	0	
91	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0.6	0	0	
92	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0.6	0	0	
93	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0.6	0	0.6	
94	ELS	Característica	1	1	0.75	0.4	0	0.6	0	0.6	
95	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0.6	0	
96	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0	0.6	0.6	
97	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0.6	0	0	
98	ELS	Característica	1	1	0	0	0	0.6	0	0.6	
99	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0	0	0	
100	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0	0	0	
101	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0	0	0	
102	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0	0	0	
103	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0	0	0.6	
104	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0	0	0.6	
105	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0	0.6	0	
106	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0	0.6	0	
107	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0	0.6	0	
108	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0	0.6	0	
109	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0	0.6	0.6	
110	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0	0.6	0.6	
111	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0.6	0	0	
112	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0.6	0	0	
113	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0.6	0	0	
114	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0.6	0	0	
115	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0.6	0	0.6	

116	ELS	Característica	1	1	1	1	1	0.6	0	0.6	
-----	-----	----------------	---	---	---	---	---	-----	---	-----	--

### 6.3.3. COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACIÓN FRECUENTE DE ACCIONES.

Nº	EL	Situación	PP	CM	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8
1	ELS	Frecuente	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	ELS	Frecuente	1	1	0	0	0	0.2	0	0	0	0
3	ELS	Frecuente	1	1	0	0	0	0	0.2	0	0.6	0
4	ELS	Frecuente	1	1	0	0	0	0	0	0.2	0.6	0
5	ELS	Frecuente	1	1	0	0	0	0	0	0	0.2	0
6	ELS	Frecuente	1	1	0.75	0.4	0.2	0	0	0	0	0

### 6.3.4. COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACION CUASI PERMANENTE DE ACCIONES.

Nº	EL	Situación	PP	CM	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
1	ELS	Cuasipermanente	1	1	0	0	0	0	0	0	0

## 7. CRITERIOS DE COMPROBACIÓN.

Según la IAP-11, las comprobaciones estructurales estarán basadas en la teoría de los estados límite y su verificación mediante el método de los coeficientes parciales de seguridad. En cada situación de proyecto, se comprobará que no se supera ninguno de los estados límite que proceda.

### 7.1.SITUACIONES DE PROYECTO.

Una situación de proyecto de una estructura es un conjunto de condiciones físicas que representan las circunstancias reales que pueden presentarse durante un cierto intervalo de tiempo para el cual el proyecto se va a comprobar que no se superan los estados límites pertinentes. Se considera que, durante ese intervalo de tiempo, los factores que afectan a la seguridad estructural no varían.

Cada una de las situaciones posibles, y entre ellas especialmente las que se producen durante la construcción de la obra proyectada, deben ser objeto de comprobaciones independientes.

Las situaciones consideradas en esta Instrucción son:

- *Situaciones persistentes*, que corresponden a las condiciones de uso normales de la estructura durante su vida útil.

- *Situaciones transitorias*, que se producen cuando las condiciones de uso normales de la estructura son temporales como, por ejemplo, durante su construcción o reparación, y para las que se considerará el correspondiente periodo de duración. A falta de estudios más detallados se podrá aceptar como tal un año.
- *Situaciones accidentales*, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura como, por ejemplo, las provocadas por un impacto o por el fallo de algún elemento. Se considerarán instantáneas (salvo que dicho fallo pueda permanecer sin ser detectado)
- *Situaciones sísmicas*, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura durante un evento sísmico. La situación sísmica se distingue del resto de situaciones accidentales debido a que en ella se establecen diferentes niveles de la magnitud de la acción en función de los requisitos de seguridad o de servicio.

## **7.2. ESTADOS LÍMITE.**

Se definen como estados límite aquellas condiciones para las que puede considerarse que, de ser superadas, la estructura no cumple alguno de los requisitos de proyecto.

A efectos de aplicación de la IAP-11, los estados límite se clasifican en estados límite últimos y estados límite de servicio.

### **7.2.1. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU).**

Son aquellos tales que, si se sobrepasan, se produce el agotamiento o colapso de la estructura o de una parte de ella. A efectos de aplicación de la IAP-11, en función del tipo de estructura, se deberán considerar los siguientes:

- *ELU de equilibrio (EQU)*, que por pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido. Se caracteriza por pequeñas variaciones en el valor o en la distribución espacial de acciones con un mismo origen resultan significativas y por que la resistencia de los materiales estructurales o del terreno no son en general determinantes.
- *ELU de rotura (STR)*, por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva, donde la resistencia de los materiales estructurales es determinante.
- *ELU a fatiga (FAT)*, relacionado con los daños que pueda sufrir una estructura o cualquiera de sus elementos como consecuencia de solicitaciones variables repetidas.

Los estados límite últimos de tipo geotécnico, cuya ocurrencia está controlada principalmente por las características del terreno, tales como socavación de cimientos, inestabilidad global o hundimiento por falta de capacidad de soporte del terreno, entre otros, no son objeto de la IAP-11. Sin embargo, para la verificación de los ELU de rotura de algunos elementos estructurales será necesario recurrir a las normativas oportunas para tales casos.

### **7.2.2. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS).**

Son aquellas tales que, si se sobrepasan, la estructura dejará de cumplir el cometido para el que



fue proyectada por razones funcionales, de durabilidad, o de aspecto, sin que ello suponga el colapso de la misma. A efectos de aplicación de la IAP-11, en función del tipo de estructura, se deberán considerar los siguientes:

- *ELS de fisuración* que afecte a la durabilidad o estética del puente.
- *ELS de deformación* que afecte a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que cause daño a elementos no estructurales.
- *ELS de vibraciones* que no sean aceptables para los usuarios del puente o que puedan afectar a su funcionalidad o provocar daños en elementos no estructurales.
- *ELS de plastificaciones* en zonas localizadas de la estructura que pueden provocar daños o deformaciones irreversibles.
- *ELS de deslizamiento* en uniones mediante tornillos de alta resistencia.

Los estados límite de servicio pueden clasificarse en reversibles e irreversibles. Los primeros son aquéllos que dejan de ser superados cuando desaparece la acción que los provoca. Los estados límite de servicio irreversibles son aquéllos que, una vez superados, se mantienen de forma permanente, incluso si se elimina la acción que los ha provocado.

### **7.3. VERIFICACIONES.**

#### **7.3.1. VERIFICACIONES EN ELU.**

Para verificar el ELU de equilibrio, se deben satisfacer la condición siguiente:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$$

Siendo:

- $E_{d,ds}$  el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras.
- $E_{d,stb}$  el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.

Para verificar el resto de los ELU, salvo el de fatiga, se debe satisfacer la condición siguiente:

$$E_d \leq R_d$$

- $E_d$  valor de cálculo del efecto de las acciones.
- $R_d$  valor de cálculo de la resistencia correspondiente.

La verificación del ELU de fatiga se efectuará de acuerdo con los criterios recogidos en la normativa específica de cada material estructural, en este caso, al tratarse de hormigón se empleará la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).

El valor de cálculo del efecto de las acciones, se obtendrá posteriormente.

#### **7.3.2. VERIFICACIONES EN ELS.**

Para verificar los ELS, se debe satisfacer la condición siguiente:

$$E_d \leq C_d$$

Siendo :

- $E_d$  valor de cálculo del efecto de las acciones.
- $C_d$  valor límite del efecto de las acciones para el ELS considerado.



## **APÉNDICE Nº 1**

### **COMPROBACIÓN DE LA LOSA**

# ÍNDICE ÁPENDICE Nº1. DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN DE LA LOSA

1.1.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA .....	122
1.2.	MÉTODOS DE FRANJAS EQUIVALENTES .....	122
1.3.	ACCIONES DE PROYECTO .....	123
1.4.	DIAGRAMAS DE ESFUERZOS .....	124
1.4.1.	DIAGRAMAS DE ESFUERZOS ELU COMBINACIÓN PERMANENTE.....	124
1.4.2.	DIAGRAMAS DE ESFUERZOS ELS COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA. ....	125
2.	MATERIALES .....	126
2.1.	HORMIGÓN.....	126
2.1.1.	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN.....	126
2.1.2.	CARACTERÍSTICAS REOLÓGICAS DEL HORMIGÓN. ....	127
2.1.3.	ECUACIÓN CONSTITUTICA DEL HORMIGÓN.....	126
2.2.	ACERO. ....	127
2.2.1.	IDENTIFICACIÓN DE LOS REDONDOS CORRUGADOS. ....	128
2.2.2.	ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL ACERO. ....	¡Error! Marcador no definido.129
2.2.3.	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL ACERO. ....	130
3.	SECCIÓN DE LA LOSA. ....	131
3.1.	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LAS SECCIONES. ....	132
3.2.	CONDICIONES DE DURABILIDAD DE SECCIONES.....	133
3.3.	DIAGRAMA DE MOMENTO-CURVATURA.....	134
4.	ESTADOS LÍMITE.....	135
4.1.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN LONGITUDINAL .....	136
4.1.1.	DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE. ....	137
4.1.2.	DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE.CUANTÍA MÍNIMA.138	
4.1.3.	CÁLCULO SE SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE.....	139
4.1.4.	COMPROBACIÓN DE SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE .....	140
4.2.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN TRANSVERSAL .....	141
4.2.1.	DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE. ....	142
4.2.2.	CÁLCULO DE SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE .....	143
4.2.3.	COMPROBACIÓN DE SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE. ....	144
4.3.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO CORTANTE .....	145
4.3.1.	CÁLCULO DE SECCIONES A CORTANTE.SIN ARMADURA. ....	146
4.3.2.	DIMENSIONAMIENTO ARMADURA DE CORTANTE. ....	147
4.3.3.	COMPROBACIÓN ARMADURA DE CORTANTE.....	148
4.4.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE PUNZONAMIENTO. ....	149
4.5.	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN. ....	150
5.	EJECUCIÓN Y CONTROL .....	151
5.1.	DESCIMBRADO, DESENCOFRADO Y DESMOLDEO.....	152
5.2.	CURADO DEL HORMIGÓN.....	153
5.3.	CONTROL ESTADÍSTICO DEL HORMIGÓN.....	154

## 1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este Anejo es realizar el cálculo y el dimensionamiento de la losa de hormigón armado, en el se recogen y describen los materiales utilizados, las hipótesis de carga, los métodos de cálculo y los resultados obtenidos.

### 1.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura en cuestión consiste en una losa de hormigón armado ejecutado in situ. De una anchura constant de 12.70 m, canto constant de 0.25 m, y longitud de 25 m, dividida longitudinalmente en dos tramos por una junta de dilatación y terminada en cada extremo por una junta de dilatación. Apoyada longitudinalmente en dos vigas tipo artesa con una separación entre sus apoyos de 3.40 m y 5.80 m entre sus ejes, Como se puede apreciar en la siguiente figura.

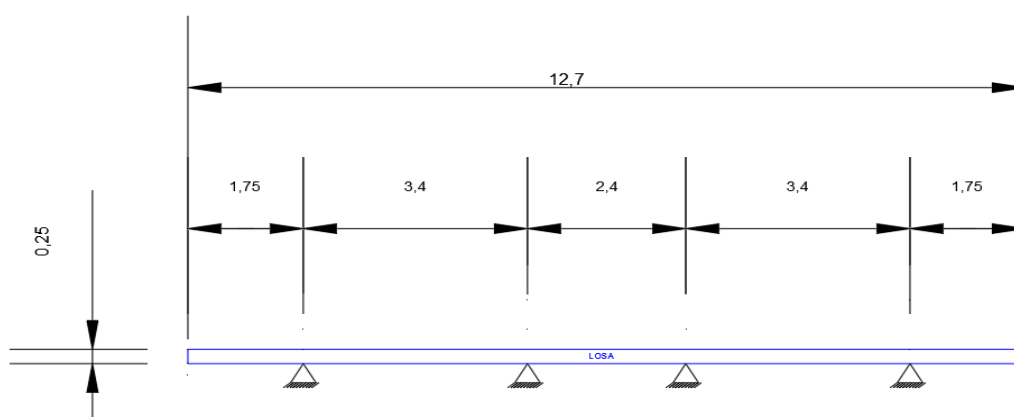


Ilustración 37. Sección transversal de la losa y apoyos

La losa transversalmente soportara dos carriles de 3,50 m, dos arcenes de 1,50 m y dos aceras de 1,35 m, sumando en total los 12,70 m de anchura de la losa.



Ilustración 38. Dimensiones losa

### 1.2. MÉTODOS DE FRANJAS EQUIVALENTES

Para el diseño de la losa, utilizaremos un método de franjas equivalentes. Este método aproximado de análisis de losas, consiste en dividir la losa en franjas equivalentes en la dirección en la que es cargada la losa. El ancho de la franja

equivalente más desfavorable para las cargas propuestas es de 1.2 m, que será la medida que tomaremos para los cálculos, como se puede apreciar en la siguiente figura.

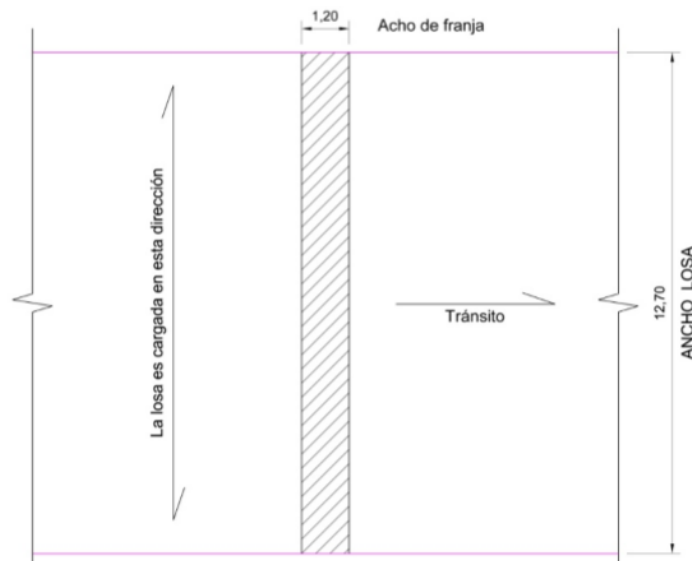


Ilustración 39. Ancho de las franjas en la losa cargada transversalmente al tránsito

### 1.3. ACCIONES DE PROYECTO

#### ·PESO PROPIO(PP)

- Peso propio de la losa = 7.5 KN/m

#### ·CARGA MUERTA (CM)

- Pavimento = 2.76 KN/m
- Acera = 6 KN/m
- Imposta y barandilla metálica = 4.16 KN /m
- Barrera metálica simple = 0.84 KN/m

#### ·SOBRECARGA DE USO (SCU)

- Sobrecarga de uso 1 ( SCU1)
- Carril virtual 1 =  $2 \cdot 150 = 300$  KN
- Carril virtual 2 =  $2 \cdot 100 = 200$  KN
- Carril virtual 3 =  $2 \cdot 50 = 100$  KN
- Área remanente = 0 KN/m
- Sobrecarga de uso 2 ( SCU 2)
- Carril virtual 1 = 10.8 KN
- Carril virtual 2 = 3 KN
- Carril virtual 3 = 3 100 KN
- Área remanente = 3 KN/m
- Sobre carga de uso 3 ( SCU 3)





#### 1.4.2. DIAGRAMAS DE ESFUERZOS ELS COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA.

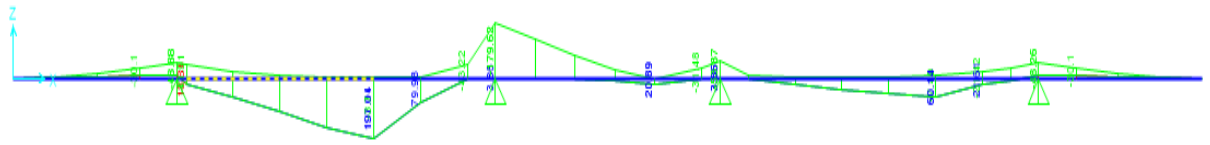


Ilustración 42. Diagrama de momentos flectores. SAP 2000

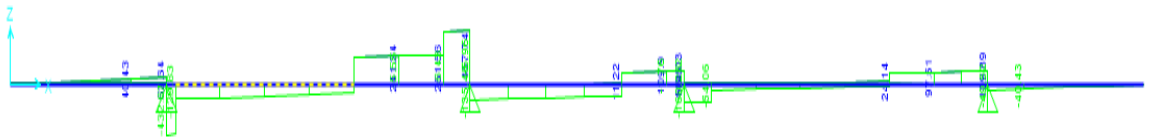


Ilustración 43. Diagrama de cortantes. SAP 2000

## 2. MATERIALES

### 2.1. HORMIGÓN.

#### 2.1.1. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 23:07:05

#### Características mecánicas del hormigón

##### 1 Datos

Tipo de hormigón : HA-30  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $\lambda_c$  = 1.50  
 $\alpha_{cc}$  = 1.00  
Hormigón de cem. alta resistencia y endurecimiento rápido  
Tipo de árido: Cuarcita  
Canto del elemento en mm: 250

##### 2 Resultados

t[días]	$f_{ck}$	$f_{cm}$	$f_{ctm}$	$f_{ctk}$	$f_{ct,fl}$	$E_c$	$E_{cm}$
3	19.9	25.2	1.9	1.3	2.6	29683	25262
7	24.6	31.1	2.4	1.7	3.2	31622	26913
14	27.6	35.0	2.7	1.9	3.6	32754	27875
28	30.0	38.0	2.9	2.0	3.9	33578	28577
90	32.8	41.5	3.1	2.2	4.1	34481	29345
360	34.7	43.9	3.2	2.2	4.3	35062	29840
10000	36.3	45.9	3.3	2.3	4.4	35541	30248

Todos los valores en MPa

## 2.1.2. CARACTERÍSTICAS REOLÓGICAS DEL HORMIGÓN.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 13:26:11

### Características reológicas del hormigón

#### 1 Datos

##### - Hormigón

Tipo de hormigón : HA-30  
fck [MPa] = 30.00  
 $f_{ct}$  = 1.50  
 $d_{90}$  = 1.00  
Hormigón de endurecimiento Normal

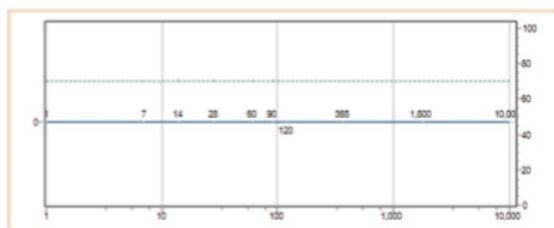
##### - Sección

Ac [m<sup>2</sup>] = 3.175  
u [m] = 13.2  
e [mm] = 481.06

##### - Tiempo de Curado = 4 días

##### - Historia de tensiones y humedades relativas

Tensiones		Humedad relativa	
t0 [días]	v [MPa]	t [días]	HR [%]
1	0.0	1	70
7	0.0	7	70
14	0.0	14	70
28	0.0	28	70
60	0.0	60	70
90	0.0	90	70
120	0.0	120	70
365	0.0	365	70
1800	0.0	1800	70
10000	0.0	10000	70



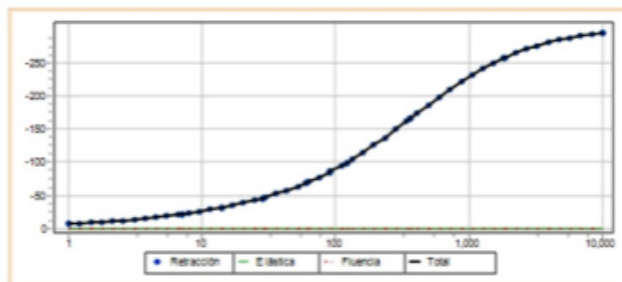
## 2 Resultados

- Coeficientes de fluencia

$m(t, t_0)$										
	$t_0$ [días]									
$t$ [días]	1	7	14	28	60	90	120	365	1800	10000
1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
7	0.7	--	--	--	--	--	--	--	--	--
14	0.9	0.5	--	--	--	--	--	--	--	--
28	1.1	0.7	0.6	--	--	--	--	--	--	--
60	1.4	0.9	0.8	0.6	--	--	--	--	--	--
90	1.6	1.1	0.9	0.8	0.5	--	--	--	--	--
120	1.7	1.2	1.0	0.8	0.7	0.5	--	--	--	--
365	2.2	1.6	1.4	1.2	1.0	0.9	0.8	--	--	--
1800	2.9	2.0	1.8	1.6	1.3	1.2	1.2	0.9	--	--
10000	3.2	2.3	2.0	1.7	1.5	1.4	1.3	1.1	0.8	--

- Deformaciones de fluencia, retracción, instantáneas y totales

$t$ [días]	$h_{rr}$ [·1.E-6]	$h_{rs}$ [·1.E-6]	$h$ [·1.E-6]	$h_{tot}$ [·1.E-6]
1	0	-7	0	-7
7	0	-22	0	-22
14	0	-32	0	-32
28	0	-46	0	-46
60	0	-69	0	-69
90	0	-86	0	-86
120	0	-99	0	-99
365	0	-167	0	-167
1800	0	-257	0	-257
10000	0	-295	0	-295



### 2.1.3. ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL HORMIGÓN



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 23:19:46

#### Ecuación constitutiva del hormigón

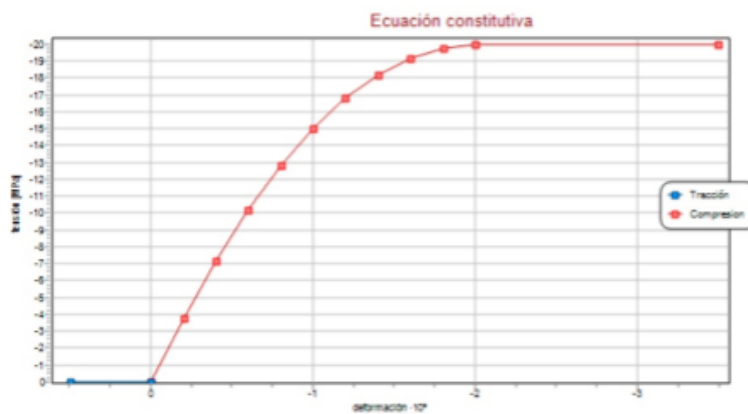
##### 1 Datos

###### - Hormigón

Tipo de hormigón : HA-30  
 $f_{ck}$  (MPa) = 30.00  
 $\lambda_c$  = 1.50  
 $d_{cc}$  = 1.00

###### - Ecuación constitutiva

Compresión		Tracción	
h	v [N/mm <sup>2</sup> ]	h	v [N/mm <sup>2</sup> ]
0.00	0.00	0.00	0.00
-0.20	-3.80	0.50	0.00
-0.40	-7.20		
-0.60	-10.20		
-0.80	-12.80		
-1.00	-15.00		
-1.20	-16.80		
-1.40	-18.20		
-1.60	-19.20		
-1.80	-19.80		
-2.00	-20.00		
-3.50	-20.00		



## 2.2. ACERO.

### 2.2.1. IDENTIFICACIÓN DE LOS REDONDOS CORRUGADOS



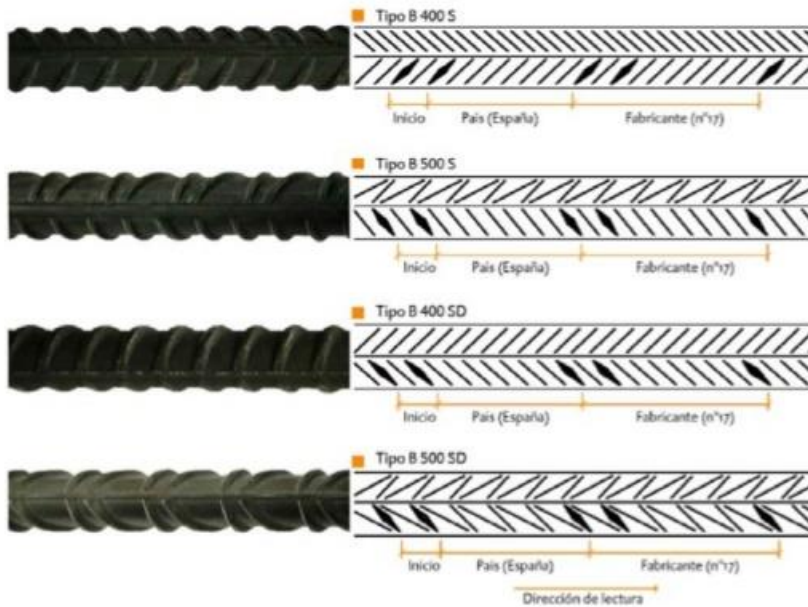
PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 23:31:49

#### Identificación de los redondos corrugados



2.2.2. ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL ACERO.



Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 23:23:49

Ecuación constitutiva del acero

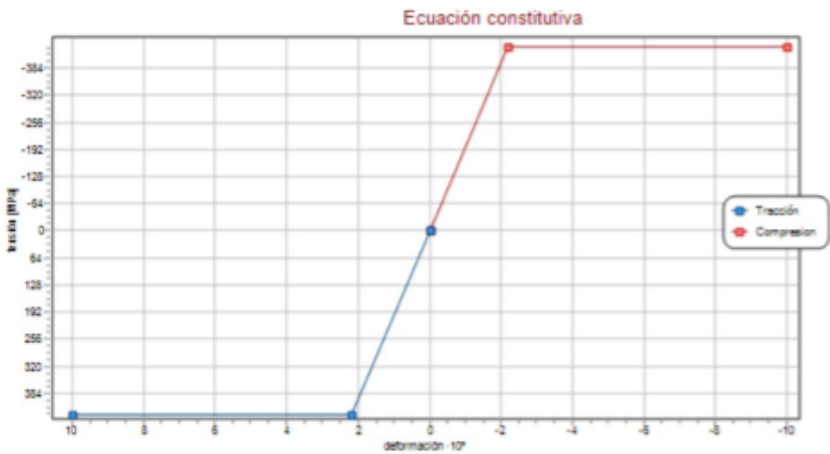
1 Datos

- Acero

Tipo de acero : B-500-S  
fyk (MPa) = 500.00  
js = 1.15

- Ecuación constitutiva

Compresión		Tracción	
h	v [N/mm²]	h	v [N/mm²]
0.00	0.00	0.00	0.00
-2.17	-434.78	2.17	434.78
-10.00	-434.78	10.00	434.78



### 2.2.3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL ACERO.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 23:24:57

#### Características mecánicas del acero

- Características mecánicas mínimas garantizadas de las barras corrugadas

Tipo de acero		Acero soldable		Acero soldable con características especiales de ductilidad	
Designación		B 400 S	B 500 S	B 400 SD	B 500 SD
Límite elástico $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ] <sup>(1)</sup>		>=400	>=500	>=400	>=500
Carga unitaria de rotura $f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ] <sup>(1)</sup>		>=440	>=550	>=480	>=575
Alargamiento en rotura $h_{ax}$ <sup>(1)</sup>		>=14	>=12	>=20	>=16
Alargamiento total bajo carga máxima, $h_{ax}$ <sup>(1)</sup>	Acero suministrado en barra	>=5.0	>=5.0	>=7.5	>=7.5
	Acero suministrado en rollo <sup>(3)</sup>	>=7.5	>=7.5	>=10.0	>=10.0
Relación $f_s/f_y$ en ensayos <sup>(2)</sup>		>=1.05	>=1.05	>=1.20 <=1.35	>=1.15 <=1.35
Relación $f_{y,real}/f_{y,nominal}$		-----	-----	<=1.20	<=1.25

<sup>(1)</sup> Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal.

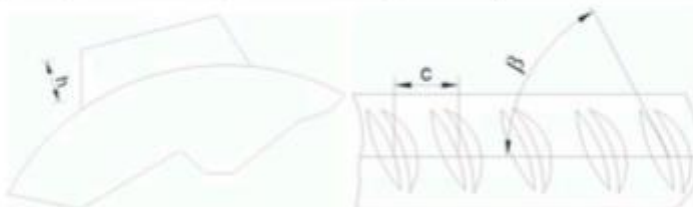
<sup>(2)</sup> Relación entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico obtenida en cada ensayo.

<sup>(3)</sup> En el caso de aceros corrugados procedentes de suministros en rollo, los resultados pueden verse afectados por el método de preparación de la muestra para su ensayo, que deberá hacerse conforme a lo indicado en el Anejo 23. Considerando la incertidumbre que puede conllevar dicho procedimiento, pueden aceptarse aceros que presenten valores característicos de  $h_{ax}$  que sean inferiores en un 0.5% a los que recoge la tabla para estos casos.

i [res]	Condiciones de adherencia			Ensayo de doblado/desdoblado
	Geometría de las corrugas (UNE EN 10080)			Diámetro de los mandriles [mm] $d_{90^\circ}$ $d_{20^\circ}$
	h [mm]	c [mm]	e [°]	
6	0.18 a 0.90	2.4 a 7.2	35 a 75	30
8	0.24 a 1.20	3.2 a 9.6	35 a 75	40



10	0.30 a 1.50	4.0 a 12.0	35 a 75	50
12	0.36 a 1.80	4.8 a 14.4	35 a 75	60
14	0.42 a 2.10	5.6 a 16.8	35 a 75	70
16	0.48 a 2.40	6.4 a 19.2	35 a 75	80
20	0.60 a 3.00	8.0 a 24.0	35 a 75	160
25	0.75 a 3.75	10.0 a 30.0	35 a 75	200
32	0.96 a 4.80	12.8 a 38.4	35 a 75	320
40	1.20 a 6.00	16.0 a 48.0	35 a 75	400



### 3. SECCIÓN DE LA LOSA.

#### 3.1. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LAS SECCIONES.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 14:36:31

---

#### Características mecánicas de las secciones

---

##### 1 Datos

###### - Materiales

Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00  
 $j_0$  = 1.50  
 $j_s$  = 1.15

###### - Sección

Sección : LOSA1  
 $b$  [m] = 1.20  
 $h$  [m] = 0.25  
 $r_i$  [m] = 0.050  
 $r_s$  [m] = 0.050  
 $A_i$  [cm<sup>2</sup>] = 24.13  
 $A_s$  [cm<sup>2</sup>] = 4.00



## 2 Resultados

	Sección bruta	Sección homogeneizada
A [m²]	0.3000	0.320
Ix [m4]	0.0016	0.0017
Iy [m4]	0.0360	0.0380
ix [m]	0.07	0.07
iy [m]	0.35	0.34
x'g [m]	0.60	0.60
y'g [m]	0.13	0.13

	Sección fisurada
Ix [m4]	0.0004
Mfis [kN·m]	39.7
y'fis [m]	0.06

### 3.2. CONDICIONES DE DURABILIDAD DE SECCIONES.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 0:42:18

---

#### Condiciones de durabilidad de secciones

---

##### 1 Datos

Sección	: LOSA1
Hormigón	: HA-30
Consistencia	: Blanda
Tamaño máximo de árido [mm]	= 20
Clase general de exposición	: IIb
Clase específica de exposición	:
Tipo de Cemento	: CEM I
Control de la ejecución	: In situ, control intenso
Tipo de elemento	: Elemento armado
Vida útil	: 100 años

##### 2 Resultados

###### - Requisitos generales de durabilidad

Tipificación del hormigón	: HA-30 / B / 20 / IIb
Recubrimiento nominal [mm] (*)	= 35.0
Máxima relación agua/cemento	= 0.55
Mínimo contenido de cemento [kg/m <sup>3</sup> ]	= 300.0
Resistencia mínima compatible [MPa]	= 30.00
(*) No inferior al diámetro de las armaduras principales	
(*) No inferior al 0.80 D max	

###### - Requisitos adicionales

Contenido mínimo de aire ocluido [%] = ---  
Máximo contenido de cemento [kg/m<sup>3</sup>] = ---

### 3.3. DIAGRAMA MOMENTO – CURVA



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 14:38:11

---

#### Diagrama momento - curvatura

---

#### 1 Datos

##### - Materiales

Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
fck [MPa] = 30.00  
fyk [MPa] = 500.00  
 $I_{ci}$  = 1.50  
 $I_{cs}$  = 1.15

##### - Sección

Sección : LOSA1  
b [m] = 1.20  
h [m] = 0.25  
ri [m] = 0.050  
rs [m] = 0.050  
A\_i [cm<sup>2</sup>] = 24.13  
A\_s [cm<sup>2</sup>] = 4.00

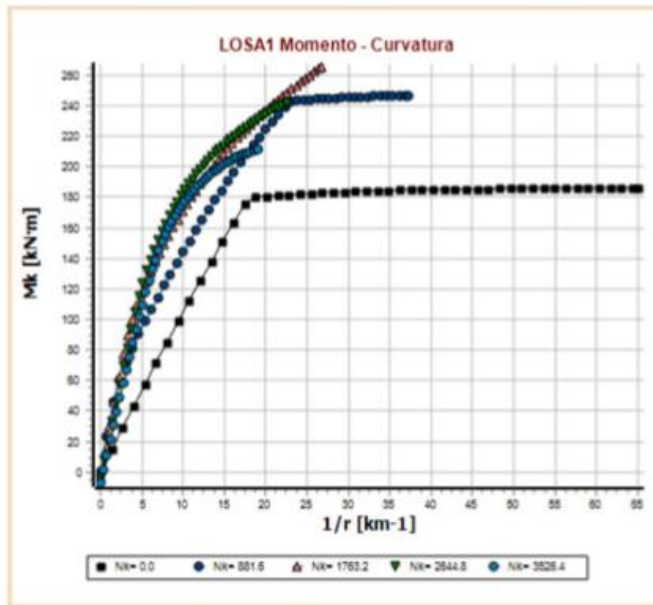


##### - Axiles de cálculo

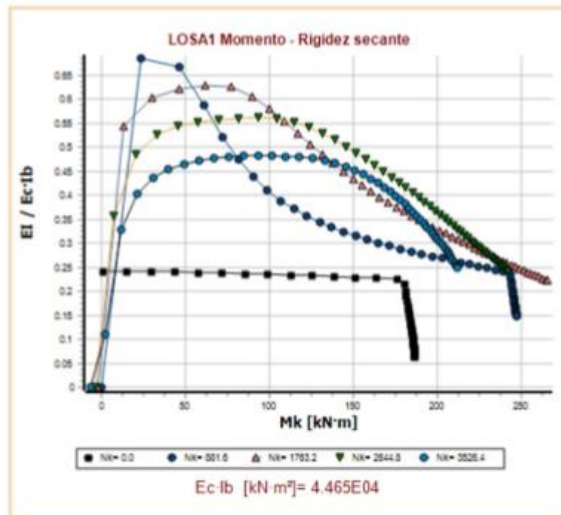
Axiles de cálculo [kN]
0.0
881.6
1763.2
2644.8
3526.4

#### 2 Resultados

- Diagrama momento - curvatura



- Diagrama momento - rigidez secante



#### 4. ESTADOS LÍMITE.

##### 4.1. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN LONGITUDINAL.

##### 4.1.1. DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 23:54:53

---

#### Dimensionamiento de secciones a flexión simple

---

##### 1 Datos

###### - Materiales

Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
fck [MPa] = 30.00  
fyk [MPa] = 500.00  
 $j_c$  = 1.50  
 $j_s$  = 1.15

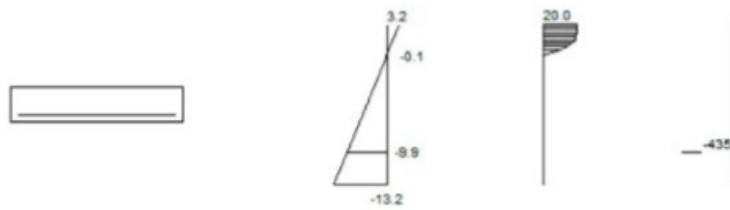
###### - Sección

Sección : LOSA1  
b [m] = 1.20  
h [m] = 0.25  
ri [m] = 0.050  
rs [m] = 0.050



## 2 Dimensionamiento

$$M_d \text{ [kN}\cdot\text{m]} = 166.76$$



Plano de deformación de agotamiento

$$\begin{aligned} x \text{ [m]} &= 0.049 \\ 1/x \text{ [1/m]} \cdot 1.E-3 &= 65.6 \\ h_b \cdot 1.E-3 &= 3.2 \\ h_s \cdot 1.E-3 &= -13.2 \end{aligned}$$

Página 1 de 2

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm <sup>2</sup> ]	Deformación ·1.E <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.050	0.0	-0.1	0.0
0.200	21.3	-9.9	434.8

$$A_{t\_est} \text{ [cm}^2\text{]} = 21.3$$

i [mm]	12	14	16	20	25
n°i	19	14	11	7	5
n° capas	1	1	1	1	1
At [cm <sup>2</sup> ]	21.5	21.6	22.1	22.0	24.5
wk [mm]	0.28	0.29	0.30	0.35	0.36

Página 2 de 2



#### 4.1.2. DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE. CUANTÍA MÍNIMA.

##### · Cuantía mecánica

$$A_s \cdot f_{yd} \geq (W1/z) \cdot f_{ctm,fl}$$

- $W1 = 0,00156 / 0,125 = 0,01248 \text{ m}^3$
- $Z = 0,8 \cdot h = 0,8 \cdot 0,25 = 0,2 \text{ m}$
- $f_{yd} = 500 / 1,15$
- $f_{ctm,fl} = 0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,896 \text{ N/mm}^2$

$$A_s \geq 4,156 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,156 \text{ cm}^2$$

##### · Cuantía geométrica

$$A_s \geq \text{‰} \cdot A_c ; \quad A_s \geq (1.8/1000) \cdot 0,3 ; \quad A_s \geq 5,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$A_s' \geq 0,3 \cdot A_s ; A_s' \geq 0,3 \cdot 5,4 = 1,62 \text{ cm}^2$$

##### · Armado Final

$$A_s = 12 \text{ } \varnothing 16 = 24,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 12 \text{ } \varnothing 16 = 24,13 \text{ cm}^2$$

### 4.1.3. CÁLCULO DE SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 14:41:59

#### Cálculo de secciones a flexión simple

#### 1 Datos

##### - Materiales

Tipo de hormigón : HA-30  
 Tipo de acero : B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00  
 $\lambda_c$  = 1.50  
 $\lambda_s$  = 1.15

##### - Sección

Sección : LOSA1  
 $b$  [m] = 1.20  
 $h$  [m] = 0.25  
 $r_i$  [m] = 0.050  
 $r_s$  [m] = 0.050

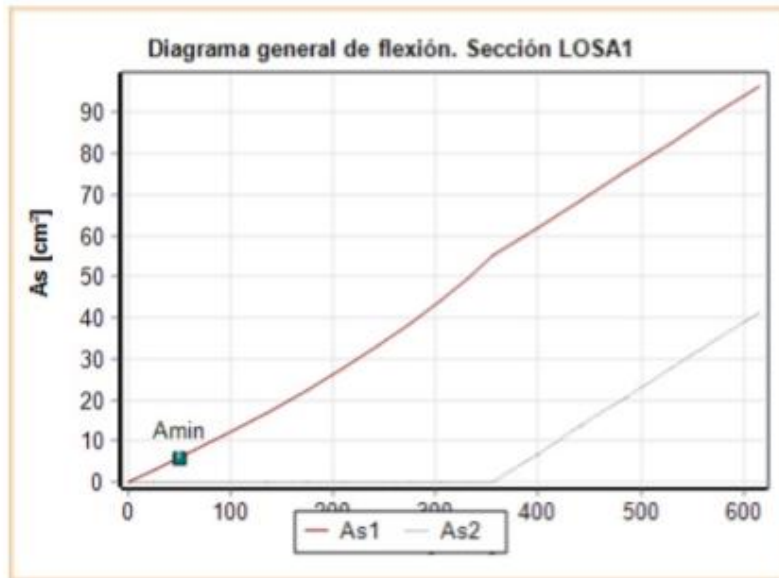


#### 2 Diagrama

Resutados numéricos del diagrama general de flexión

Mu [kN·m]	At_est [cm <sup>2</sup> ]	Ac_est [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	1/r [1/m] ·1.E-3
0.0	0.0	0.0	0.000	0.0
25.0	3.0	0.0	0.015	54.0
49.3	5.9	0.0	0.022	56.0
93.0	11.4	0.0	0.032	59.2
134.5	16.8	0.0	0.041	62.6
173.7	22.3	0.0	0.050	66.4
210.1	27.8	0.0	0.062	56.2
244.2	33.2	0.0	0.074	47.0
275.7	38.7	0.0	0.087	40.4
304.9	44.1	0.0	0.099	35.4
331.7	49.6	0.0	0.111	31.5
355.0	55.1	0.0	0.123	28.4

398.6	62.0	6.9	0.123	28.4
441.9	68.9	13.8	0.123	28.3
485.5	75.8	20.7	0.123	28.3
529.0	82.7	27.6	0.123	28.3
572.4	89.6	34.6	0.123	28.3
615.8	96.5	41.5	0.124	28.3



#### 4.1.4. COMPROBACIONES DE SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE.



##### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 14:42:31

### Comprobación de secciones a flexión simple

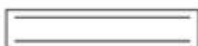
## 1 Datos

### - Materiales

Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
fck [MPa] = 30.00  
fyk [MPa] = 500.00  
 $j_c$  = 1.50  
 $j_s$  = 1.15

### - Sección

Sección : LOSA1  
b [m] = 1.20  
h [m] = 0.25  
ri [m] = 0.050  
rs [m] = 0.050



## 2 Comprobación

At [cm<sup>2</sup>] = 24.1

Ac [cm<sup>2</sup>] = 4.0

Mu [kN·m] = 186.0



Plano de deformación de agotamiento

$x$  [m] = 0.053  
 $1/x$  [1/m] · 1.E-3 = 65.8  
 $h_y$  · 1.E-3 = 3.5

$$\epsilon_i \cdot 1.E-3 = -13.0$$

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm <sup>2</sup> ]	Deformación ·1.E <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.050	4.0	0.2	-41.1
0.200	24.1	-9.7	434.8

#### 4.2. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN TRANSVERSAL.

##### 4.2.1. DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE.

$$A_s \cdot f_{yd} \geq (W_1/z) \cdot f_{ctm,fl}$$

- $W_1 = 0,00165 / 0,125 = 0,013229 \text{ m}^3$
- $Z = 0,8 \cdot h = 0,8 \cdot 0,25 = 0,2 \text{ m}$
- $f_{yd} = 500 / 1,15$
- $f_{ctm,fl} = 0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,896 \text{ N/mm}^2$

$$A_s \geq 4,405 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 44,058 \text{ cm}^2$$

##### · Cuantía geométrica

$$A_s \geq \% \cdot A_c ; \quad A_s \geq (1,8/1000) \cdot 3,175 ; \quad A_s \geq 5,71 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 57,15 \text{ cm}^2$$

$$A_s' \geq 0,3 \cdot A_s ; \quad A_s' \geq 0,3 \cdot 57,15 = 17,145 \text{ cm}^2$$

##### · Armado Final

$$A_s = 30 \text{ } \varnothing 16 = 60,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 30 \text{ } \varnothing 16 = 60,31 \text{ cm}^2$$

#### 4.2.2. CÁLCULO A SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 14:23:38

#### Cálculo de secciones a flexión simple

### 1 Datos

#### - Materiales

Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
fck [MPa] = 30.00  
fyk [MPa] = 500.00  
 $j_c$  = 1.50  
 $j_s$  = 1.15

#### - Sección

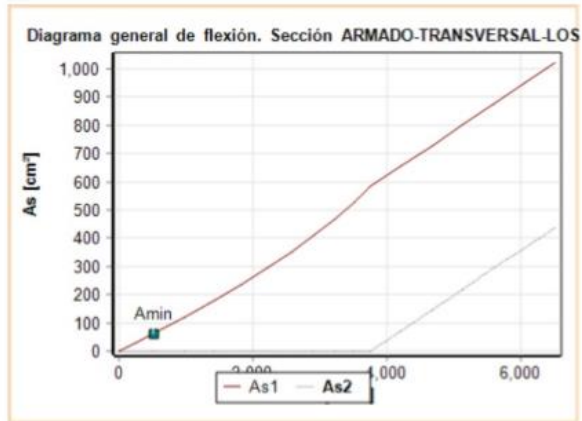
Sección : ARMADO-TRANSVERSAL-LOSA  
b [m] = 12.70  
h [m] = 0.25  
ri [m] = 0.050  
rs [m] = 0.050

### 2 Diagrama

Resultados numéricos del diagrama general de flexión

Mu [kN·m]	At_est [cm²]	Ac_est [cm²]	x [m]	1/r [1/m] ·1.E-3
0.0	0.0	0.0	0.000	0.0
259.2	30.6	0.0	0.015	54.0
511.4	61.2	0.0	0.022	55.9
974.7	119.1	0.0	0.032	59.2
1415.9	177.1	0.0	0.041	62.6
1831.3	235.0	0.0	0.050	66.3
2219.4	293.0	0.0	0.062	56.3
2580.5	350.9	0.0	0.074	47.1
2915.9	408.9	0.0	0.087	40.4
3225.5	466.9	0.0	0.099	35.4
3509.9	524.8	0.0	0.111	31.5
3758.2	582.8	0.0	0.123	28.4

4219.3	655.9	73.1	0.123	28.4
4679.2	729.1	146.3	0.123	28.4
5137.7	802.2	219.4	0.124	28.3
5598.5	875.3	292.6	0.124	28.3
6058.8	948.5	365.7	0.124	28.3
6518.6	1021.6	438.9	0.124	28.3





### 4.2.3. COMPROBACIÓN DE SECCIONES A FLEXIÓN SIMPLE.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 14:22:53

#### Comprobación de secciones a flexión simple

## 1 Datos

### - Materiales

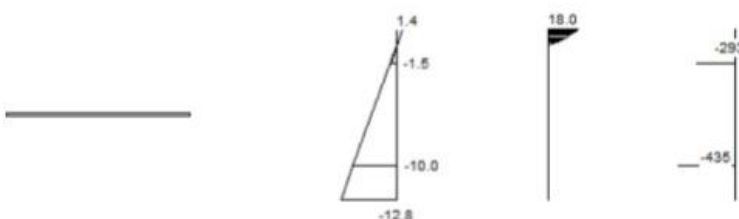
Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
fck [MPa] = 30.00  
fyk [MPa] = 500.00  
 $j_c$  = 1.50  
 $j_s$  = 1.15

### - Sección

Sección : ARMADO-TRANSVERSAL-LOSA  
b [m] = 12.70  
h [m] = 0.25  
ri [m] = 0.050  
rs [m] = 0.050

## 2 Comprobación

At [cm<sup>2</sup>] = 60.3  
Ac [cm<sup>2</sup>] = 20.1  
Mu [kN·m] = 526.4



Plano de deformación de agotamiento

$x$  [m] = 0.024  
 $1/r$  [1/m] · 1.E-3 = 56.7  
 $h_g$  · 1.E-3 = 1.4

$$\epsilon_i \cdot 1.E-3 = -12.8$$

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad	Armadura	Deformación	Tensión
[m]	[cm <sup>2</sup> ]	$\cdot 1.E^{-3}$	[MPa]
0.050	20.1	-1.5	293.4
0.200	60.3	-10.0	434.8

### 4.3. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO CORTANTE.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 0:08:54

---

#### Cálculo de secciones a cortante

---

#### 1 Datos

##### - Materiales

Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
fck [MPa] = 30.00  
fyk [MPa] = 500.00  
j<sub>c</sub> = 1.50  
j<sub>s</sub> = 1.15

##### - Control del hormigón

Control normal

##### - Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento sin armadura a cortante

##### - Sección

Sección : LOSA1  
b0 [m] = 1.20  
h [m] = 0.25



#### 2 Comprobación

u<sub>l</sub> [·1.E-3] = 12  
N<sub>d</sub> [kN] = 0.0  
V<sub>u</sub> [kN] = 190.2

### 4.3.2. DIMENSIONAMIENTO ARMADURA DE CORTANTE



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 0:10:38

---

#### Cálculo de secciones a cortante

---

##### 1 Datos

###### - Materiales

Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
fck [MPa] = 30.00  
fyk [MPa] = 500.00  
 $j_c$  = 1.50  
 $j_s$  = 1.15

###### - Control del hormigón

Control normal

###### - Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

###### - Sección

Sección : LOSA1  
b0 [m] = 1.20  
h [m] = 0.25



## 2 Dimensionamiento

Esfuerzo cortante de cálculo  $V_d$  [kN] = 388.59

Inclinación de las bielas  $[\circ]$  = 45

Inclinación de los cercos  $[\circ]$  = 90.0

$\#_l$  [ $\cdot 1.E-3$ ] = 12

$\#_{compresión}$  [ $\cdot 1.E-3$ ] = 0.0

$N_d$  [kN] = 0.0

$v_{xd}$  [MPa] = 0.0

$v_{yd}$  [MPa] = 0.0

$t_e$   $[\circ]$  = 45.0

i [mm]	Separación [m]	n° ramas	Area [cm <sup>2</sup> /m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
Ø 6	----	----	----	----	----	----
Ø 8	----	----	----	----	----	----
Ø 10	----	----	----	----	----	----
Ø 12	0.10	4	45.2	2	325.7	484.21

Área estricta [cm<sup>2</sup>/m] = 32.0

$V_{u1}$  [kN] = 1440.0

$V_{cu}$  [kN] = 158.5

### 4.3.3. COMPROBACIÓN ARMADURA DE CORTANTE



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 0:13:14

---

#### Cálculo de secciones a cortante

---

##### 1 Datos

###### - Materiales

Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
fck [MPa] = 30.00  
fyk [MPa] = 500.00  
 $j_c$  = 1.50  
 $j_s$  = 1.15

###### - Control del hormigón

Control normal

###### - Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

###### - Sección

Sección : LOSA1  
b0 [m] = 1.20  
h [m] = 0.25



## 2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a  $90.0^\circ$   
separación  $s_t$  [m] = 0.05  
 $i$  [mm] = 10  
nº ramas : 4  
Area [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] = 62.8  
 $\#i$  [ $\cdot 1.E-3$ ] = 12

Inclinación de las bielas  $t[^\circ] = 45$   
 $N_d$  [kN] = 0.0  
 $\#i_{\text{comprimida}}$  [ $\cdot 1.E-3$ ] = 0.0  
 $v_{yd}$  [MPa] = 0.0

$V_{u1}$  [kN] = 1440.0  
 $V_{u2}$  [kN] = 610.9  
 $V_{cu}$  [kN] = 158.5  
 $V_{su}$  [kN] = 452.4

- Resistencia a cortante:

$V_u$  [kN] = 610.9

#### 4.4. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE PUNZONAMIENTO.



### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 0:39:56

## Cálculo a punzonamiento

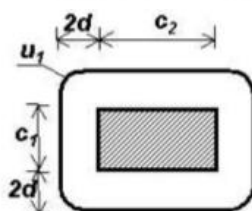
### 1 Datos

#### - Materiales losa

Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00  
 $j_c = 1.50$   
 $j_s = 1.15$

#### - Datos geométricos

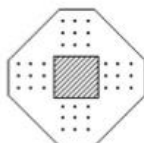
Tipo de pilar : Pilar rectangular interior  
 $c_1$  [m] = 0.40  
 $c_2$  [m] = 0.40  
Canto útil de la losa  $d$  [m] = 0.2



#### - Armado losa

$u_l$  en zona crítica de punzonamiento [ $\cdot 1.E-3$ ] = 16  
 $u_l$  en zona exterior a la armadura de punzonamiento [ $\cdot 1.E-3$ ] = 16.0

Esquema de armado



#### - Perímetros de cálculo

$d$  [m] = 0.2  
Perímetro de comprobación  $u_0$  [m] = 1.60  
Perímetro crítico  $u_l$  [m] = 4.11



Perímetro exterior a la armadura de punzonamiento  $u_n, ef$  [m] = 6.13  
e = 1.15

- Control del hormigón

Control normal

## 2 Dimensionamiento

Esfuerzo de cálculo en el perímetro crítico  $F_{sd}$  [kN] = 202.5  
Esfuerzo de cálculo eficaz en el perímetro crítico  $F_{sd, ef}$  [kN] = 232.9  
Esfuerzo de cálculo en el perímetro exterior a la armadura de punzonamiento [kN] = 202.5  
Ángulo de las ramas  $\alpha$  [°] = 45.0

Tensión media en el perímetro crítico  $w_{sd}$  [MPa] = 0.28  
Tensión media en el perímetro exterior a la armadura de dimensionamiento  $w_{sd}$  [MPa] = 0.87  
 $v'_{cd}$  [MPa] = 0.00

NO ES NECESARIO DISPONER ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$A_{sw\_estricta}$  [cm²]=

#### 4.5. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN.



##### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 14:35:15

#### Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

### 1 Datos

#### - Materiales

Tipo de hormigón: HA-30  
Tipo de acero: B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00

#### - Ambiente

Clase general de exposición : IIb  
Clases específicas de exposición :

#### - Geometría de la sección

Sección : LOSA1  
 $b$  [m] = 1.20  
 $h$  [m] = 0.25

#### - Armado de la sección

$i$  [mm] = 16

.	.
.	.

capa	n° barras	Separación [mm]
1	12	58
2	2	132

$A_s$  [cm<sup>2</sup>] = 24.1  
 $A_{c,ef}$  [cm<sup>2</sup>] = 750.0

### 2 Resultados

$M_k$  [kN·m] = 110.26  
 Separación media entre fisuras  $s_m$  [mm] = 145.0  
 Deformación media de las armaduras  $\epsilon_{sm}$  [ $\cdot 10^{-3}$ ] = 1.18  
 Tensión en las armaduras en el instante de fisuración  $\sigma_{sr}$  [MPa] = 127.4  
 Tensión en las armaduras en servicio  $\sigma_s$  [MPa] = 266.1  
 Abertura característica de fisura  $w_k$  [mm] = 0.29

Clase de exposición	$w_k$ max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

## 5. EJECUCIÓN Y CONTROL

### 5.1. DESCIMBRADO, DESENCOFRADO Y DESMOLDEO.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 23.05.49

#### Descimbrado, desencofrado y desmoldeo

##### 1 Datos

Temperatura media [°C] = 15

Relación carga posterior al descimbrado / carga al descimbrar Q/G = 0.5

##### 2 Resultados

Edad de descimbrado [días] = 16

- Plazos orientativos de desencofrado y descimbrado:

T [°C]	Q/G				
	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
0	44	36	31	27	24
5	30	24	21	18	16
10	22	18	15	13	12
15	18	15	12	11	9
20	15	12	10	9	8
25	13	10	9	8	7
30	11	9	8	7	6

Tipo de elemento	Temperatura superficial del hormigón [°C]			
	≥24	16	8	2
Encofrado vertical	9 horas	12 horas	18 horas	30 horas
Losas, Fondos de encofrado	2 días	3 días	5 días	8 días
Losas, Puntales	7 días	9 días	13 días	20 días
Vigas, Fondos de encofrado	7 días	9 días	13 días	20 días
Vigas, Puntales	10 días	13 días	18 días	28 días

Valores de referencia. Válidos para cemento Portland (CEM I) de endurecimiento normal

## 5.2. CURADO DEL HORMIGÓN



### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 23:07:07

---

#### Curado del hormigón

---

##### 1 Datos

Condiciones ambientales Tipo B:  
Expuesta al sol con intensidad media  
Velocidad de viento media  
Humedad relativa entre el 50 y el 80%  
Relación agua/cemento = entre 0.50 y 0.60  
Clase de cemento : 52,5 R; 52,5; 42.5 R  
Tipo de cemento : Portland  
Clase de exposición : II Normal  
Temperatura media [°C] = 15  
Adición de cenizas [% en peso] = 0.0

##### 2 Resultados

Velocidad de desarrollo de la resistencia : Rápida  
D1 = 0  
Parámetro básico de curado D0 = 3  
Coeficiente de ponderación ambiental K = 1.00  
Coeficiente de ponderación térmica L = 1.00  
Duración mínima del curado [días] = 3

### 5.3. CONTROL ESTADÍSTICO DEL HORMIGÓN.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Losa de Hormigón Armado

Hora: 23:04:31

#### Control estadístico del hormigón

##### 1 Datos

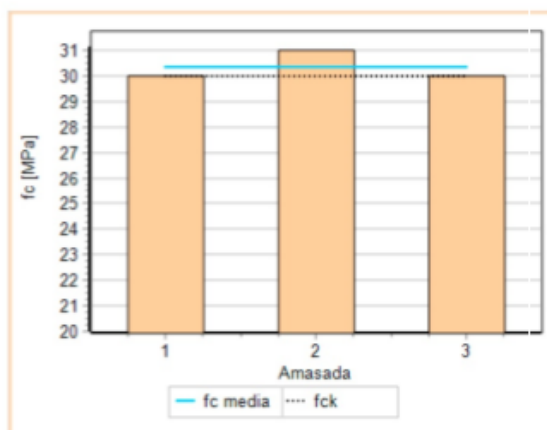
fck de proyecto [MPa] = 30  
Número de amasadas = 3

Amasada	fci [MPa]
1	30
2	31
3	30

##### 2 Resultados

Resistencia media fcm [MPa] = 30.33

Se acepta el lote





## **APÉNDICE Nº 2**

### **COMPROBACIÓN VIGA**



## ÍNDICE APÉNDICE Nº 2. DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN DE LA VIGA

1.	INTRODUCCIÓN .....	167
1.1.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA .....	167
1.2.	SECCIÓN ADOPTADA PARA EL CÁLCULO DE LA VIGA.....	167
1.3.	ACCIONES DE PROYECTO .....	167
1.4.	DIAGRAMA DE ESFUERZOS .....	168
1.4.1.	DIAGRAMAS ESFUERZOS ELS COMBINACIÓN FRECUENTE .....	168
1.4.2.	DIAGRAMAS ESFUERZOS ELU COMBINACIÓN PERMANENTE .....	169
2.	MATERIALES .....	171
2.1.	HORMIGÓN.....	171
2.1.1.	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN .....	171
2.1.2.	CARACTERÍSTICAS REOLÓGICAS DEL HORMIGÓN .....	172
2.1.3.	ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL HORMIGÓN .....	174
2.1.4.	CURADO DEL HORMIGÓN .....	175
2.2.	ACERO PARA ARMAR .....	176
2.2.1.	IDENTIFICACIÓN DE LOS REDONDOS CORRUGADOS .....	176
2.2.2.	ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL ACERO .....	177
2.2.3.	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL ACERO .....	178
2.3.	ACERO PARA PRETENSAR.....	180
2.3.1.	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS .....	180
2.3.2.	ECUACIÓN CONSTITUTIVA .....	182
3.	SECCIÓN .....	183
3.1.	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LAS SECCIONES .....	183
3.2.	CONDICIONES DE DURABILIDAD DE SECCIONES.....	185
4.	PRETENSADO .....	186
4.1.	DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS ACTIVAS .....	186
4.1.1.	MAGNEL EN FASE PROVISIONAL .....	186
4.1.2.	MAGNEL EN FASE DEFINITIVA.....	187
4.1.3.	CÁLCULO DEL PRETENSADO.....	189
4.2.	PÉRDIDAS DEL PRETENSADO .....	189
5.	ESTADOS LÍMITE .....	192
5.1.	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN LONGITUDINAL .....	192
5.1.1.	CONSIDERACIONES GENERALES.....	192
5.1.2.	CÁLCULOS Y RESULTADOS.....	194
5.2.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO CORTANTE .....	196
5.2.1.	CONSIDERACIONES GENERALES.....	196
5.2.2.	COMPROBACIÓN EN PIEZAS CON ZONAS NO FISURADAS Y CON EL ALMA COMPRIMIDA .....	197
5.3.	ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO RASANTE ENTRE ALAS Y ALMA DE UNA VIGA .....	198
5.3.1.	CONSIDERACIONES GENERALES.....	198
5.3.2.	CÁLCULOS Y RESULTADOS.....	199

5.4.	ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO RASANTE EN JUNTAS. ....	202
5.4.1.	CONSIDERACIONES GENERALES. ....	202
5.4.2.	CÁLCULO DE LA TENSION RASANTE $\tau_{r,d}$ . ....	203
5.4.3.	RESISTENCIA A ESFUERZO RASANTE EN JUNTAS ENTRE HORMIGONES ....	203
5.5.	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN. ....	204
5.5.1.	FISURACIÓN POR SOLICITACIONES NORMALES. ....	204
5.5.2.	FISURACIÓN POR TRACCIÓN. ....	205
5.6.	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE DEFORMACIONES. ....	205
5.6.1.	CONDICIONES GENERALES. ....	205
5.6.2.	CÁLCULOS. ....	206
5.7.	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE VIBRACIONES. ....	206
6.	DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZONAS DE INTRODUCCIÓN DEL PRETENSADO. ....	206
6.1.	CONSIDERACIONES GENERALES. ....	206
6.2.	DATOS DE LAS PLACAS DE ANCLAJE. ....	207
6.3.	CÁLCULOS DE LA IDONEIDAD DE LAS PLACAS DE ANCLAJE. ....	207
6.3.1.	COMPROBACIÓN DE NUDOS Y BIELAS. ....	209
6.3.2.	ZONAS DE ANCLAJE. ....	209
6.3.3.	ARMADURAS TRANSVERSALES. ....	210
6.3.4.	DISPOSICIÓN DE ARMADURA. ....	211

## 1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este anejo es realizar el diseño y cálculo de las vigas de hormigón pretensado, en el que se recogen y describen los materiales utilizados, las hipótesis de carga, los métodos de cálculo y los resultados del mismo. Al tratarse de dos vigas iguales, se realizará el diseño y el cálculo de una sola viga en la situación más desfavorable, siendo los resultados obtenidos, válidos para la otra viga.

### 1.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura en cuestión consiste en una viga artesa prefabricada de hormigón pretensado con una canto constante de 1.80 m, y una longitud total de 25 m.

### 1.2. SECCIÓN ADOPTADA PARA EL CÁLCULO DE LA VIGA.

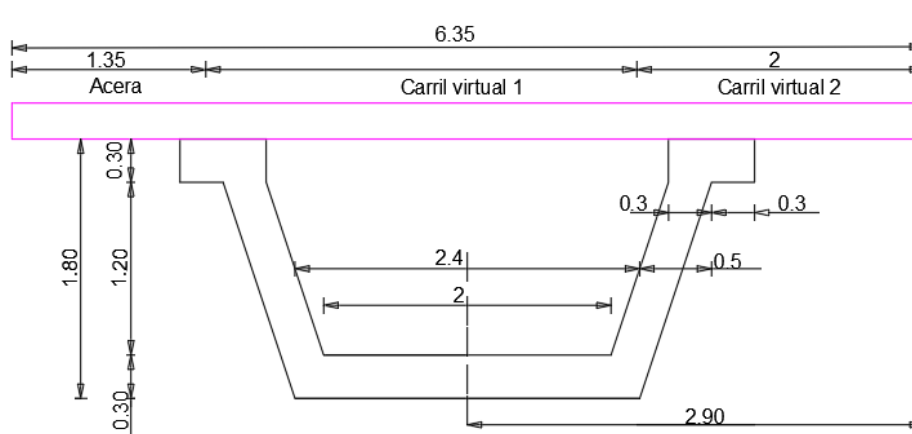


Ilustración 44. Sección de una viga con la mitad de la losa

### 1.3. ACCIONES DE PROYECTO

#### PESO PROPIO (PP)

- **Peso propio de la viga = 45.75 KN/m**

#### CARGA MUERTA (CM)

- **Losa = 39.69 KN/m**
- **Pavimento = 11.5 KN/m**
- **Acera = 6.75 KN/m**
- **Imposta y barandilla metálica = 3.47 KN /m**
- **Barrera metálica simple = 0.7 KN/m**

#### SOBRECARGA DE USO (SCU)

##### Sobrecarga de uso 1 ( SCU1)

- **Carril virtual 1 =  $4 \cdot 150 = 600$  KN**
- **Carril virtual 2 =  $2 \cdot 100 = 200$  KN**

##### Sobrecarga de uso 2 ( SCU 2)

- **Carril virtual 1 = 27 KN**
- **Carril virtual 2 = 5 KN**

##### Sobre carga de uso 3 ( SCU 3)

- **Sobrecarga peatonal = 6.75 KN/m**

#### VIENTO

- **Viento en la dirección positiva X = 54.73 KN/m**

- Viento en la dirección negative X = -54.73 KN/m
- Viento en la dirección positiva Z = 10.02 KN/m
- Viento en la dirección negative Z = -10.02 KN/m

NIEVE

- Carga de nieve = 4.064 KN/m

#### 1.4. DIAGRAMA DE ESFUERZOS

Se han obtenido los diagramas de esfuerzos mediante el programa informático "SAP 2000". Se han introducido las cargas anteriormente definidas y las combinaciones de acciones realizadas en este ANEJO y se han obtenido los distintos esfuerzos producidos por cada carga en sus posiciones más desfavorables y se han combinado de forma que obtuviésemos la envolvente de los diagramas de esfuerzos.

##### 1.4.1. DIAGRAMAS ESFUERZOS ELS COMBINACIÓN FRECUENTE.

##### FASE PROVISIONAL

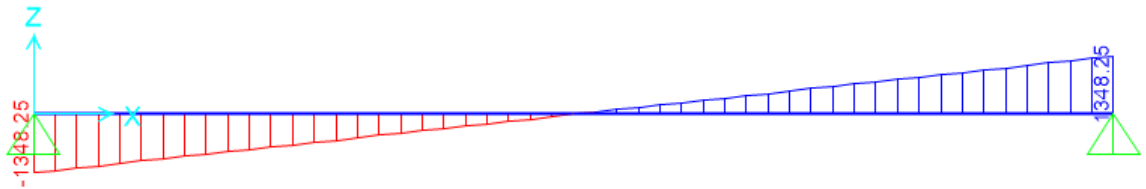


Ilustración 45. Diagrama cortante. Elaborado en SAP 2000

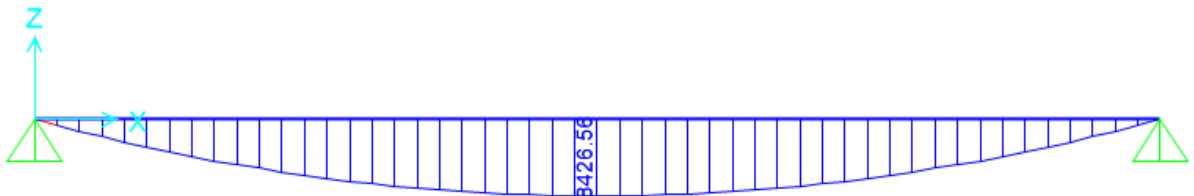


Ilustración 46. Diagrama flector. Elaborado en SAP 2000

## **FASE DEFINITIVA**

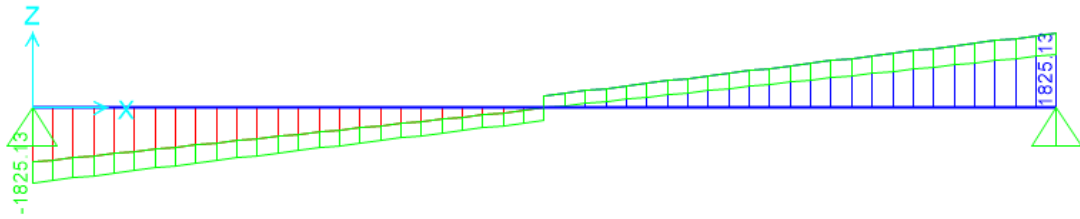


Ilustración 47..Diagrama cortante. Elaborado en SAP 2000

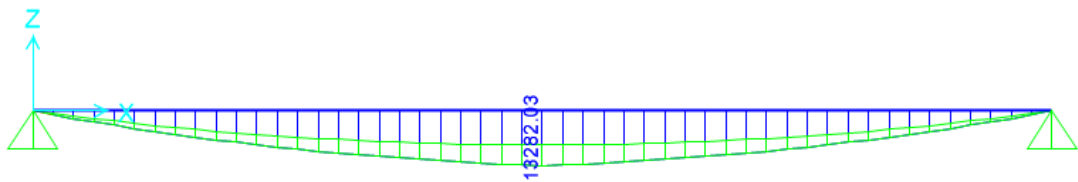


Ilustración 48. Diagrama flector .Elaborado en SAP 2000

### **1.4.2. DIAGRAMAS ESFUERZOS ELU COMBINACIÓN PERMANENTE.**

## **FASE PROVISIONAL**

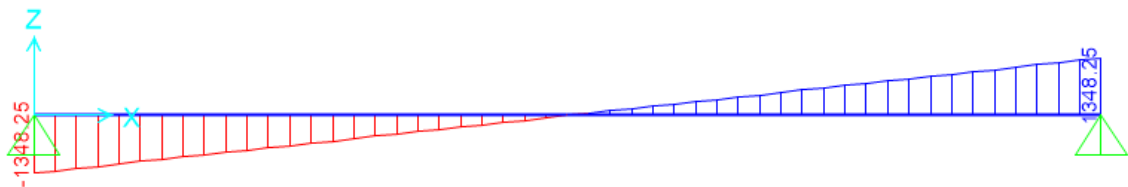


Ilustración 49. Diagrama cortante. Elaborado en SAP 2000

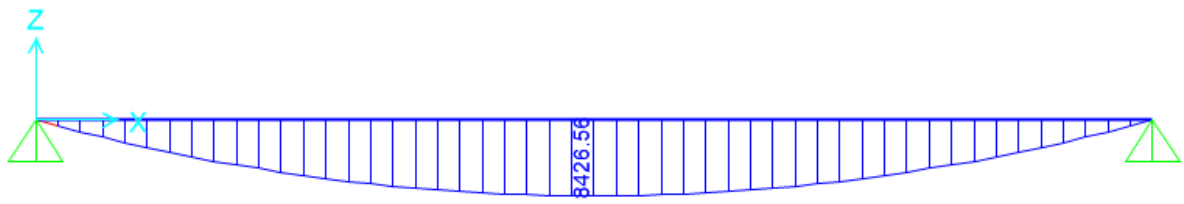


Ilustración 50. Diagrama flector. Elaborado en SAP 2000

### **FASE DEFINITIVA**

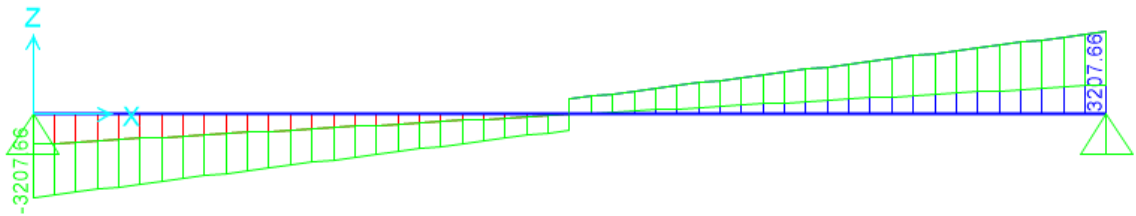


Ilustración 51. Diagrama cortante. Elaborado en SAP 2000

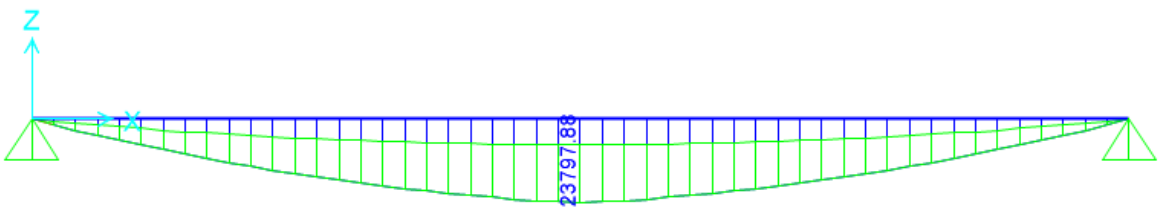


Ilustración 52. Diagrama flector. Elaborado en SAP 2000

## 2. MATERIALES.

### 2.1. HORMIGÓN.

#### 2.1.1. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VIGA\_ARTESA

Fecha: 19/01/2017

Hora: 18:45:35

#### Características mecánicas del hormigón

##### 1 Datos

Tipo de hormigón : HA-50  
fck [MPa] = 50.00  
 $\gamma_c$  = 1.50  
 $\alpha_{cc}$  = 1.00  
Hormigón de cem. alta resistencia y endurecimiento rápido  
Tipo de árido: Cuarcita  
Canto del elemento en mm: 1800

##### 2 Resultados

t[días]	fck	fcu	fctm	fctk	fct, fl	Ec	Ecm
3	33.1	38.5	2.7	1.9	2.7	34176	29086
7	40.9	47.5	3.3	2.3	3.3	36409	30986
14	46.0	53.4	3.7	2.6	3.7	37711	32095
28	50.0	58.0	4.1	2.9	4.1	38660	32902
90	54.6	63.4	4.3	3.0	4.3	39700	33787
360	57.8	67.0	4.5	3.1	4.5	40370	34357
10000	60.4	70.1	4.6	3.2	4.6	40921	34826

Todos los valores en MPa

### 2.1.2. CARACTERÍSTICAS REOLÓGICAS DEL HORMIGÓN.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VIGA\_ARTESA

Fecha: 19/01/2017

Hora: 18:46:40

#### Características reológicas del hormigón

##### 1 Datos

###### - Hormigón

Tipo de hormigón : HA-50  
 $f_{ck}$  [MPa] = 50.00  
 $\gamma_c$  = 1.50  
 $\alpha_{cc}$  = 1.00  
Hormigón de endurecimiento Normal

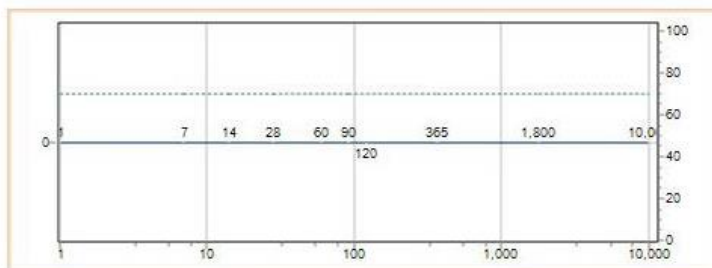
###### - Sección

$A_c$  [m<sup>2</sup>] = 1.83  
 $u$  [m] = 6.76227766  
 $e$  [mm] = 541.24

###### - Tiempo de Curado = 0 días

###### - Historia de tensiones y humedades relativas

Tensiones		Humedad relativa	
$t_0$ [días]	$\sigma$ [MPa]	$t$ [días]	HR [%]
1	0.0	1	70
7	0.0	7	70
14	0.0	14	70
28	0.0	28	70
60	0.0	60	70
90	0.0	90	70
120	0.0	120	70
365	0.0	365	70
1800	0.0	1800	70
10000	0.0	10000	70





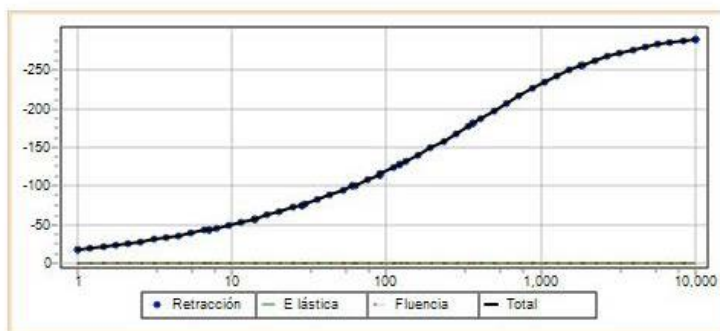
## 2 Resultados

- Coeficientes de fluencia

$\Phi(t, t_0)$										
t [días]	t <sub>0</sub> [días]									
	1	7	14	28	60	90	120	365	1800	10000
1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
7	0.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--
14	0.6	0.3	--	--	--	--	--	--	--	--
28	0.7	0.5	0.4	--	--	--	--	--	--	--
60	0.9	0.6	0.5	0.4	--	--	--	--	--	--
90	1.0	0.7	0.6	0.5	0.4	--	--	--	--	--
120	1.1	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	--	--	--	--
365	1.5	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.6	--	--	--
1800	2.0	1.4	1.2	1.1	0.9	0.8	0.8	0.6	--	--
10000	2.2	1.5	1.4	1.2	1.0	1.0	0.9	0.7	0.5	--

- Deformaciones de fluencia, retracción, instantáneas y totales

t [días]	$\epsilon_{cx}$ [·1.E-6]	$\epsilon_{cs}$ [·1.E-6]	$\epsilon_0$ [·1.E-6]	$\epsilon_{tot}$ [·1.E-6]
1	0	-19	0	-19
7	0	-44	0	-44
14	0	-58	0	-58
28	0	-76	0	-76
60	0	-100	0	-100
90	0	-115	0	-115
120	0	-127	0	-127
365	0	-182	0	-182
1800	0	-256	0	-256
10000	0	-290	0	-290



### 2.1.3. ECUACIÓN CONSITUTIVA DEL HORMIGÓN



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VIGA\_ARTESA

Fecha: 19/01/2017

Hora: 18:47:05

#### Ecuación constitutiva del hormigón

##### 1 Datos

- Hormigón

Tipo de hormigón : HA-50

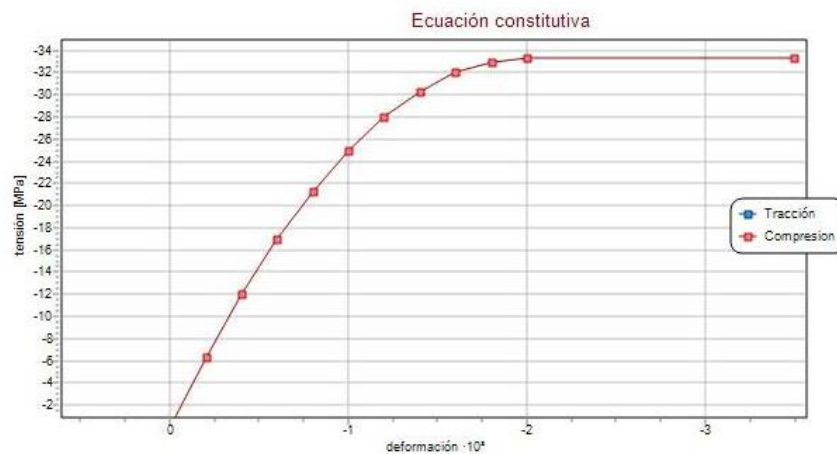
$f_{ck}$  (MPa) = 50.00

$\gamma_c$  = 1.50

$\alpha_{cc}$  = 1.00

- Ecuación constitutiva

Compresión		Tracción	
$\epsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0.00	0.00	0.00	0.00
-0.20	-6.33	0.50	0.00
-0.40	-12.00		
-0.60	-17.00		
-0.80	-21.33		
-1.00	-25.00		
-1.20	-28.00		
-1.40	-30.33		
-1.60	-32.00		
-1.80	-33.00		
-2.00	-33.33		
-3.50	-33.33		



#### 2.1.4. CURADO DEL HORMIGÓN



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: MGA\_ARTESA

Fecha: 20/01/2017

Hora: 10:09:53

---

#### Curado del hormigón

---

#### 1 Datos

Condiciones ambientales Tipo A:

No expuesta al sol

No expuesta al viento

Humedad relativa superior al 80%

Relación agua/cemento = entre 0.50 y 0.60

Clase de cemento : 52,5 R; 52,5; 42.5 R

Tipo de cemento : Portland

Clase de exposición : II Normal

Temperatura media [°C] = 15

Adición de cenizas [% en peso] = 0.0

#### 2 Resultados

Velocidad de desarrollo de la resistencia : Rápida

D1 = 0

Parámetro básico de curado D0 = 2

Coefficiente de ponderación ambiental K = 1.00

Coefficiente de ponderación térmica L = 1.00

Duración mínima del curado [días] = 2

## 2.2. ACERO PARA ARMAR

### 2.2.1. IDENTIFICACIÓN DE LOS REDONDOS CORRUGADOS.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

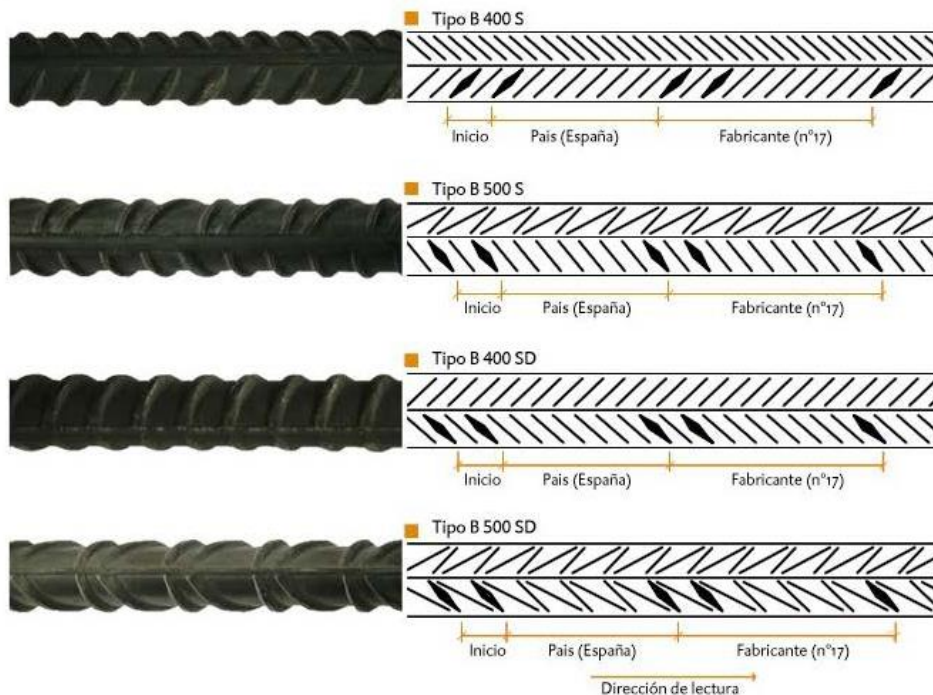
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VIGA\_ARTESA

Fecha: 19/01/2017

Hora: 19:28:53

#### Identificación de los redondos corrugados



## 2.2.2. ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL ACERO.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VIGA\_ARTESA

Fecha: 19/01/2017

Hora: 19:30:42

### Ecuación constitutiva del hormigón

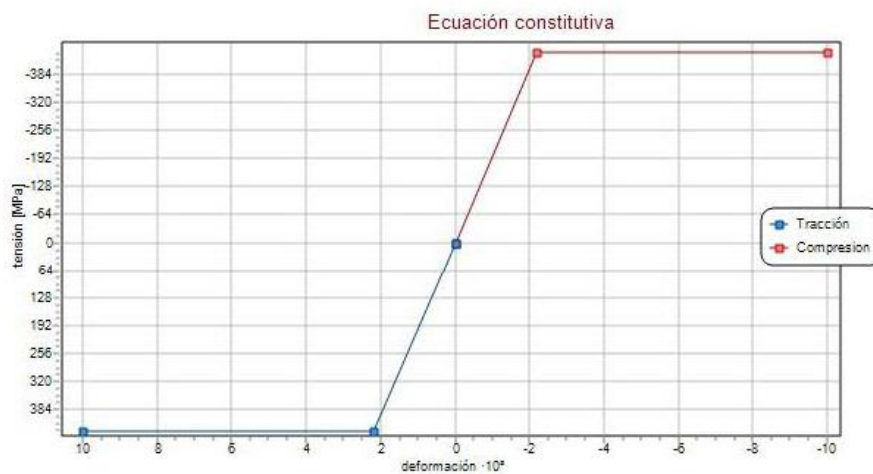
#### 1 Datos

- Hormigón

Tipo de hormigón : B-500-S  
 $f_{yk}$  (MPa) = 500.00  
 $\gamma_s$  = 1.15

- Ecuación constitutiva

Compresión		Tracción	
$\varepsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0.00	0.00	0.00	0.00
-2.17	-434.78	2.17	434.78
-10.00	-434.78	10.00	434.78



### 2.2.3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL ACERO.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VIGA\_ARTESA

Fecha: 19/01/2017

Hora: 19:31:03

#### Características mecánicas del acero

- Características mecánicas mínimas garantizadas de las barras corrugadas

Tipo de acero		Acero soldable		Acero soldable con características especiales de ductilidad	
Designación		B 400 S	B 500 S	B 400 SD	B 500 SD
Límite elástico $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ] <sup>(1)</sup>		$\geq 400$	$\geq 500$	$\geq 400$	$\geq 500$
Carga unitaria de rotura $f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ] <sup>(1)</sup>		$\geq 440$	$\geq 550$	$\geq 480$	$\geq 575$
Alargamiento en rotura $\epsilon_{us}(\%)$		$\geq 14$	$\geq 12$	$\geq 20$	$\geq 16$
Alargamiento total bajo carga máxima, $\epsilon_{máx}(\%)$	Acero suministrado en barra	$\geq 5.0$	$\geq 5.0$	$\geq 7.5$	$\geq 7.5$
	Acero suministrado en rollo <sup>(3)</sup>	$\geq 7.5$	$\geq 7.5$	$\geq 10.0$	$\geq 10.0$
Relación $f_s/f_y$ en ensayos <sup>(2)</sup>		$\geq 1.05$	$\geq 1.05$	$\geq 1.20$ $\leq 1.35$	$\geq 1.15$ $\leq 1.35$
Relación $f_{y,real}/f_{y,nominal}$		-----	-----	$\leq 1.20$	$\leq 1.25$

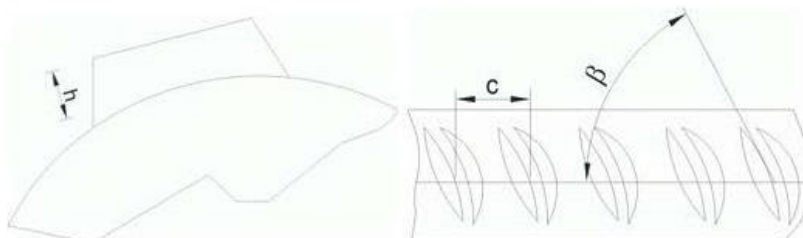
<sup>(1)</sup> Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal.

<sup>(2)</sup> Relación entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico obtenida en cada ensayo.

<sup>(3)</sup> En el caso de aceros corrugados procedentes de suministros en rollo, los resultados pueden verse afectados por el método de preparación de la muestra para su ensayo, que deberá hacerse conforme a lo indicado en el Anejo 23. Considerando la incertidumbre que puede conllevar dicho procedimiento, pueden aceptarse aceros que presenten valores característicos de  $\epsilon_{máx}$  que sean inferiores en un 0.5% a los que recoge la tabla para estos casos.

$\phi_{[nom]}$	Condiciones de adherencia			Ensayo de doblado/desdoblado
	Geometría de las corrugas (UNE EN 10080)			Diámetro de los mandriles [mm] $\alpha=90^\circ$ $\beta=20^\circ$
	h [mm]	c [mm]	$\beta(\%)$	
6	0.18 a 0.90	2.4 a 7.2	35 a 75	30
8	0.24 a 1.20	3.2 a 9.6	35 a 75	40

10	0.30 a 1.50	4.0 a 12.0	35 a 75	50
12	0.36 a 1.80	4.8 a 14.4	35 a 75	60
14	0.42 a 2.10	5.6 a 16.8	35 a 75	70
16	0.48 a 2.40	6.4 a 19.2	35 a 75	80
20	0.60 a 3.00	8.0 a 24.0	35 a 75	160
25	0.75 a 3.75	10.0 a 30.0	35 a 75	200
32	0.96 a 4.80	12.8 a 38.4	35 a 75	320
40	1.20 a 6.00	16.0 a 48.0	35 a 75	400



## 2.3.ACERO PARA PRETENSAR.

### 2.3.1. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VIGA\_ARTESA

Fecha: 19/01/2017

Hora: 19:33:03

#### Características mecánicas de elementos de pretensado

- Características mecánicas mínimas garantizadas de los alambres de pretensado

Características mecánicas para Alambres de pretensado		
Característica	Notación	Condición que debe cumplir
Carga de rotura	$f_{m\acute{a}x}$	
Relación límite elástico/carga de rotura	$f_y/f_{m\acute{a}x}$	$\geq 0.88$
Relación límite elástico/carga de rotura	$f_y/f_{m\acute{a}x}$	$\leq 0.95$
Alargamiento de rotura	$\epsilon_u$	$\leq 3.50\%$ sobre base mayor o igual a 200 mm
Estricción	$\eta$	25% en alambres lisos visible a simple vista en alambres grafilados
Relajación a 1000 horas al 70% $f_{m\acute{a}x}$ nominal y 20°C	$\rho_{1000}$	$\leq 2\%$
Serie de diámetros nominales	3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 7.5 - 8 - 9.4 - 10	



- Características mecánicas mínimas garantizadas de los cordones de pretensado

Características mecánicas para Cordones de pretensado		
Característica	Notación	Condición que debe cumplir
Carga de rotura	$f_{m\acute{a}x}$	
Relación límite elástico/carga de rotura	$f_y/f_{m\acute{a}x}$	$\geq 0.85$
Relación límite elástico/carga de rotura	$f_y/f_{m\acute{a}x}$	$\leq 0.95$
Alargamiento de rotura	$\epsilon_u$	$\leq 3.50\%$ sobre base mayor o igual a 200 mm
Estricción	$\eta$	Visible a simple vista
Relajación a 1000 horas al 70% $f_{m\acute{a}x}$ nominal y 20°C	$\rho_{1000}$	$\leq 2\%$
Serie de diámetros nominales	Y 1770 S7: 16.0   Y 1860 S7: 9.3-13-15.2-16	

### 2.3.2. ECUACIÓN CONSTITUTIVA.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VIGA\_ARTESA

Fecha: 19/01/2017

Hora: 19:33:26

#### Ecuación constitutiva del hormigón

##### 1 Datos

- Hormigón

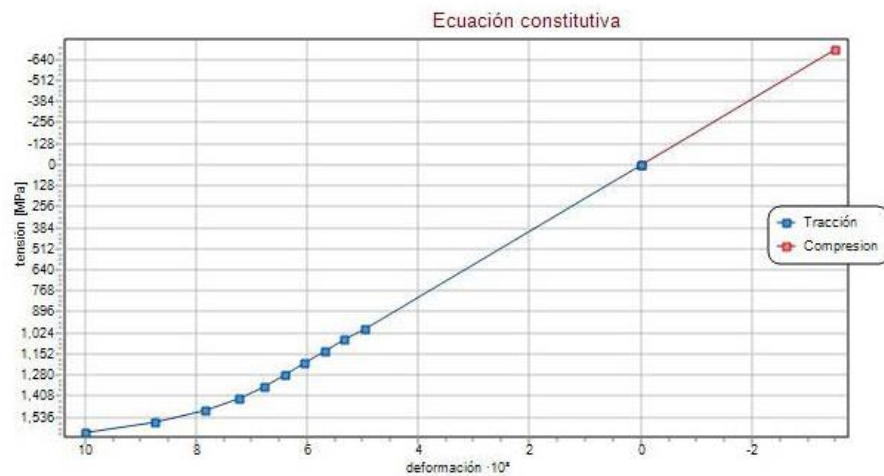
Tipo de hormigón : Y-1860-C

$f_{pk}$  (MPa) = 1636.80

$\gamma_s$  = 1.15

- Ecuación constitutiva

Compresión		Tracción	
$\epsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0.00	0.00	0.00	0.00
-3.50	-700.00	4.98	996.31
		5.34	1067.48
		5.69	1138.64
		6.05	1209.81
		6.41	1280.97
		6.79	1352.14
		7.23	1423.30
		7.83	1494.47
		8.74	1565.63
		10.00	1629.68



### 3. SECCIÓN.

#### 3.1. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LAS SECCIONES.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VIGA ARTESA

Hora: 12:22:27

#### Características mecánicas de las secciones

##### 1 Datos

###### - Materiales

Tipo de hormigón : HA-50  
 Tipo de acero : ficticio  
 $f_{ck}$  [MPa] = 50.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 0.00  
 $j_c$  = 1.50  
 $j_s$  = 1.00

###### - Sección

Sección : VIGA-ARTESA  
 $i$  redondos [mm] = 1

###### Contorno exterior

Vér-tice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras	Recub. [m]	i [mm]	Es-quina	Dim
1	0.000	1.800	1-2	0	0.07	0	1	0
2	0.000	1.500	2-3	0	0.07	0	0	0
3	0.300	1.500	3-4	0	0.07	0	1	0
4	0.800	0.000	4-5	0	0.07	25	1	0
5	3.200	0.000	5-6	0	0.07	0	1	0
6	3.700	1.500	6-7	0	0.07	0	1	0
7	4.000	1.500	7-8	0	0.07	0	1	0
8	4.000	1.800	8-9	0	0.07	16	1	0
9	3.400	1.800	9-10	0	0.07	0	1	0
10	3.400	1.500	10-11	0	0.07	0	1	0
11	3.000	0.300	11-12	0	0.07	16	1	0
12	1.000	0.300	12-13	0	0.07	0	1	0
13	0.600	1.500	13-14	0	0.07	0	1	0
14	0.600	1.800	14-1	0	0.07	16	1	0



## 2 Resultados

	Sección bruta	Sección homogeneizada
A [m²]	1.8300	1.830
Ix [m4]	0.6706	0.6706
Iy [m4]	2.7700	2.7697
ix [m]	0.61	0.61
iy [m]	1.23	1.23
x'g [m]	2.00	2.00
y'g [m]	1.06	1.06

	Sección fisurada
Ix [m4]	0.0000
Mfis [kN·m]	3684.7
y'fis [m]	-100000000000.00

### 3.2. CONDICIONES DE DURABILIDAD DE SECCIONES.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VIGA ARTESA

Fecha: 02/03/2016

Hora: 12:23:31

---

#### Condiciones de durabilidad de secciones

---

##### 1 Datos

Sección	: VIGA-ARTESA
Hormigón	: HA-50
Consistencia	: Blanda
Tamaño máximo de árido [mm]	= 20
Clase general de exposición	: IIb
Clase específica de exposición	:
Tipo de Cemento	:
Control de la ejecución	: In situ, control intenso
Tipo de elemento	: Elemento pretensado
Vida útil	: 100 años

##### 2 Resultados

###### - Requisitos generales de durabilidad

Tipificación del hormigón	: HA-50 / B / 20 / IIb
Recubrimiento nominal [mm] (*)	= 35.0
Máxima relación agua/cemento	= 0.55
Mínimo contenido de cemento [kg/m <sup>3</sup> ]	= 300.0
Resistencia mínima compatible [MPa]	= 30.00
(*) No inferior al diámetro de las armaduras principales	
(*) No inferior al 0.80 D max	

###### - Requisitos adicionales

Contenido mínimo de aire ocluido [%] = ---  
Máximo contenido de cemento [kg/m<sup>3</sup>] = ---

#### 4. PRETENSADO.

##### 4.1. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS ACTIVAS.

###### 4.1.1. MAGNEL EN FASE PROVISIONAL.

En la fase provisional solo se tendrán en cuenta las cargas producidas debidas al peso propio de la viga. Disponemos de los siguientes datos iniciales para el cálculo de las rectas que forman el diagrama de Magnell:

DATOS	
Tipo de hormigón	50 MPa
$F_{\text{máx}}$	8426562500 N·mm
$F_{\text{mín}}$	8426562500 N·mm
$T_{\text{máx}}$	8426562500 N·mm
$T_{\text{mín}}$	8426562500 N·mm
Área bruta	1830000 mm <sup>2</sup>
Inercia bruta	6,71E+11 mm <sup>4</sup>
$V_1$	1059.2 mm
$V_2(-)$	740.98 mm
$R_{\text{mec mín}}$	70 mm

La sección no tiene que sobrepasar las limitaciones tensionales debidas a la combinación frecuente:

LIMITACIONES TENSIONALES	
$\sigma_{\text{sup}}$	30 MPa
$\sigma_{\text{inf}}$	4,07162642 MPa

Limitaciones geométricas para el diagrama de Magnell:

LIMITACIONES GEOMÉTRICAS	
$e_{oM}$	990 mm
$e_{om}$	-640 mm
$I / (A \cdot V_1)$	345.70574 mm
$I / (A \cdot V_2)$	-495.2001

Obtenemos las siguientes pendientes de las rectas que forman el diagrama:

RECTAS	
$M_1$	10552682783
$M_2$	-12116336393
$M_3$	-5850682613
$M_4$	-35613048986.49

#### 4.1.2. MAGNEL EN FASE DEFINITIVA.

En la fase definitiva se tendrán en cuenta todas las cargas actuantes en el modelo. Disponemos de los siguientes datos iniciales para el cálculo de las rectas que forman el diagrama de Magnell.

DATOS	
Tipo de hormigón	50 MPa
$F_{\text{máx}}$	13282031300 N·mm
$F_{\text{mín}}$	8270000000 N·mm
$T_{\text{máx}}$	13282031300 N·mm
$T_{\text{mín}}$	8270000000 N·mm
Área bruta	1830000 mm <sup>2</sup>
Inercia bruta	6,71E+11 mm <sup>4</sup>
$V_1$	1060 mm
$V_2(-)$	-740 mm
$R_{\text{mec mín}}$	70 mm

La sección no tiene que sobrepasar las limitaciones tensionales debidas a la combinación frecuente:

LIMITACIONES TENSIONALES	
$\sigma_{\text{sup}}$	30 MPa
$\sigma_{\text{inf}}$	4,07162642 MPa

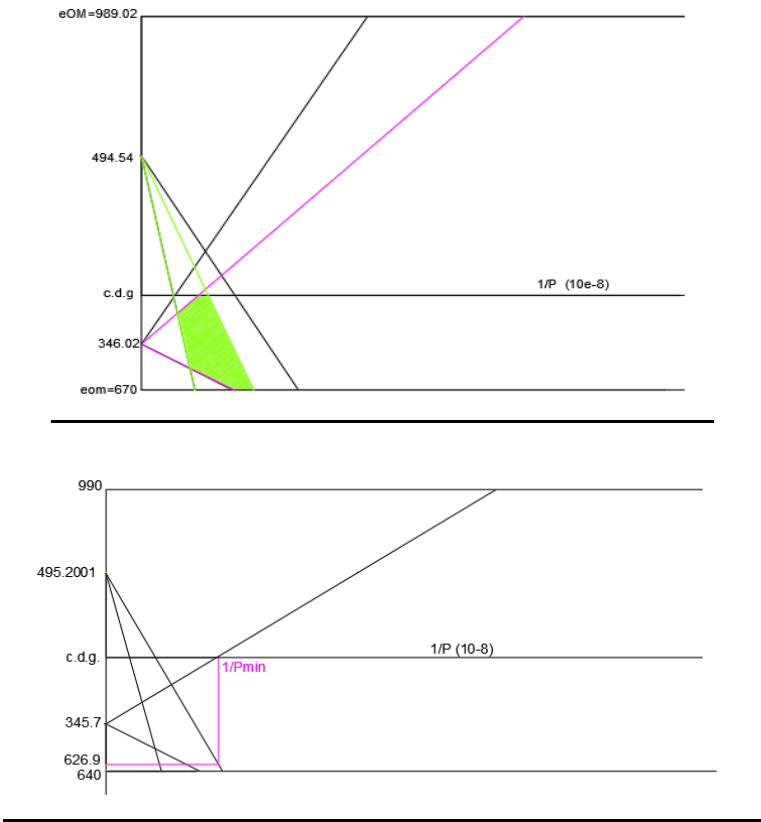
Limitaciones geométricas para el diagrama de Magnell:

LIMITACIONES GEOMÉTRICAS	
$e_{oM}$	990 mm
$e_{om}$	-640 mm
$I / (A \cdot V_1)$	345.70574 mm
$I / (A \cdot V_2)$	-495.2001

Obtenemos las siguientes pendientes de las rectas que forman el diagrama:

RECTAS	
$M_1$	5697213983
$M_2$	-16971805193
$M_3$	-5694120113
$M_4$	-35456486486.49

**DIAGRAMA DE MAGNEL:**





#### 4.1.3. CÁLCULO DEL PRETENSADO.

El Pretensado inicial obtenido a partir del Diagrama de Magnel es:

$$P_0 = 15202.152 \text{ KN}$$

Se obtiene el área del pretensado a partir del pretensado inicial:

$$P_0 = \sigma_0 \cdot A_p \quad A_p = \frac{P_0}{\sigma_0} \quad A_p = \frac{15202.152}{0.7 \cdot 1860} = 11676 \text{ mm}^2$$

El área del pretensado se reparte en cordones:

$$n_{\frac{1}{2}}^0 = \frac{11676}{100} = 117 \text{ cordones}$$

$$n_{0.6}^0 = \frac{11614}{139} = 84 \text{ cordones}$$

Se opta por: 84 Ø 0,6"

$$A_p = 84 \cdot 139 \text{ mm}^2 = 11676 \text{ mm}^2.$$

Colocados 44 cordones a 114.08 mm y otros 40 a 87.88 mm desde la fibra inferior de la sección.

#### 4.2. PÉRDIDAS DEL PRETENSADO.

##### PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS.

$\Delta P_1$ : Pérdidas por penetración de la cuña:

$$\Delta P_1 = E_p \cdot A_p \cdot \frac{a}{L}$$

Donde:

- $a$  Penetración de la cuña ( $a=2 \text{ mm}$ )
- $L$  Longitud total del tendón recto. ( $L=25000 \text{ mm}$ )
- $E_p$  Módulo de deformación longitudinal de la armadura activa.
- $A_p$  Sección de la armadura activa.

$$\Delta P_1 = 190000 \cdot (84 \cdot 139) \frac{2}{25000} = 177475 \text{ N} = 177.475 \text{ kN}$$

$\Delta P_2$ : Pérdidas por relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia:

$$\Delta P_2 = \frac{\rho}{100} (P_0 - \Delta P_1)$$

Donde:

- $P_0$  Pretensado inicial.
- $\Delta P_1$  Pérdida instantánea por penetración por cuña

$$\Delta P_2 = \left( \frac{1.122}{100} \right) \cdot (15202.152 - 177.475) = 168.576 \text{ KN}$$

$\Delta P_3$ : Pérdidas por dilatación térmica de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción:

$$\Delta P_3 = k \cdot \alpha \cdot E_p (T_{m\acute{a}x}^{\circ} - T^{\circ})$$

Donde:

- K Coeficiente experimental a, a determinar en fábrica y que, en ausencia de ensayos, puede tomarse  $k=0.5$ .
- $\alpha$  Coeficiente de dilatación térmica de la armadura activa.
- $E_p$  Módulo de deformación longitudinal de la armadura activa.
- $T_{m\acute{a}x}^{\circ}$  Temperatura máxima en ° C alcanzada durante el curado térmico.
- $T^{\circ}$  Temperatura media en ° C del ambiente durante la fabricación.

$$\Delta P_3 = 0.5 \cdot 10^{-5} \cdot 190000(48 - 20) = 266 \text{ KN}$$

$\Delta P_4$ : Pérdidas por retracción anterior a la transferencia:

$$\Delta P_4 = E_p \cdot A_p \cdot \varepsilon_{cs}$$

Donde:

- $E_p$  Módulo de deformación longitudinal de la armadura activa.
- $A_p$  Sección de la armadura activa
- $\varepsilon_{cs}$  Retracción total

$$\Delta P_4 = 190000 \cdot (84 \cdot 139) \cdot 0.000368 = 816.385 \text{ KN}$$

$\Delta P_5$ : Pérdidas por acortamiento elástico instantáneo al transferir:

$$\Delta P_5 = \sigma_{cp} \frac{A_p E_p}{E_{cj}}$$

Donde

- $E_p$  Módulo de deformación longitudinal de la armadura activa.
- $A_p$  Sección de la armadura activa.
- $E_{cj}$  Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad j correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

$$\sigma_{cp} = \frac{15202.152 - 177.475 - 168.576 - 266 - 816.385}{1814796} + \frac{15202.152 - 177.475 - 168.576 - 266 - 816.385}{6.7067e + 11} (748.13 - 115)^2$$

$$\sigma_{cp} = 8.24 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_5 = 8.24 \frac{(84 \cdot 139) \cdot 190000}{8500 \cdot \sqrt[3]{38}} = 639678.039 \text{ N} = 639.678 \text{ KN}$$

Pérdidas instantáneas totales:

$$\Delta P_{inst} = \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3 + \Delta P_4 + \Delta P_5 = 177.475 + 168.576 + 266 + 816.38 + 639.678 \\ = 2068.109 \text{ KN}$$

**Pérdidas instantáneas = (2068.109/15202) · 100 = 13.60 %**

PÉRDIDAS DIFERIDAS

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0.8 \Delta \sigma_{pr}}{1 + n \frac{A_p}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c \cdot y_p^2}{I_c} \right) (1 + X \cdot \varphi(t, t_0))} \cdot A_p$$

Donde:

- $y_p$  Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección.
- $n$  Coeficiente de equivalencia =  $\frac{E_p}{E_c} = \frac{190000}{8500 \sqrt[3]{50+8}} = 5.77$
- $\varphi(t, t_0)$  Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado. Entonces :  $\varphi(t, t_0) = 1,27$
- $\varepsilon_{cs}$  Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado
- $\sigma_{cp}$  Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta.

$$\sigma_{cp} = \frac{P}{A_n} + \frac{P \cdot e_n}{I_n} \cdot e_n - \frac{M_{ext} e_h}{I_h}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{13134570}{1814796} + \frac{13134570}{6.71207e11} \cdot (748.138 - 115)^2 - \frac{8426562500}{6.712e11} (722.41 - 115) \\ = 7.09 \text{ MPa}$$

$$P = P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2 - \Delta P_3 - \Delta P_4 - \Delta P_5 = 15202000 - 177475 - 168576 - 266000 - 816380 - 639678 = 13134570 \text{ N}$$

$\Delta \sigma_{pr}$  Pérdida por relajación a longitud constante. Puede evaluarse utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta \sigma_{pr} = \rho_f \frac{P_{ki}}{A_p} = 2.9 \cdot \left( \frac{2}{100} \right) \cdot \frac{(15202000 - 2068109)}{(84 \cdot 139)} = 65.24 \text{ MPa}$$

- Siendo  $\rho_f$  el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito (ver 38.9 EHE) y  $A_p$  el área total de las armaduras activas.  $P_{ki}$  es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas.

- $A_c$  Área de la sección del hormigón.
- $I_c$  Inercia de la sección de hormigón.
- $X$  Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, podrá adoptarse  $X = 0.80$ .

$$\Delta P_{dif} = \frac{5.77 \cdot 1.544 \cdot 7.09 + 190000 \cdot 0.000368 + 0.8 \cdot 65.24}{1 + 5.77 \frac{84 \cdot 139}{1830000} \left(1 + \frac{1830000 \cdot 740.98}{6.7e11}\right) (1 + 0.8 \cdot 1.544)} \cdot (84 \cdot 139)$$

$$Perdidas diferidas = 1998497.8 \text{ N} = 1998.4 \text{ KN}$$

$$\text{Pérdidas diferidas} = (1998.4/15202) \cdot 100 = 13.14 \%$$

$$\text{PÉRDIDAS TOTALES} = 13.6 + 13.14 = 26.74 \%$$

## 5. ESTADOS LÍMITE.

### 5.1. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN LONGITUDINAL.

#### 5.1.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectuará a partir de las hipótesis generales siguientes:

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento detallados en 42.1.3.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana. Esta hipótesis es válida para piezas en las que la relación entre la distancia entre puntos de momento nulo y el canto total, es superior a 2.
- Las deformaciones de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

Las deformaciones totales de las armaduras activas adherentes deben considerar, además de la deformación que se produce en la fibra correspondiente en el plano de deformación de agotamiento (0), la deformación producida por el pretensado y la deformación de descompresión (figura 42.1.2) según se define a continuación:

$$\Delta \varepsilon_p = \varepsilon_{cp} + \varepsilon_{p0}$$

Donde:

- $\varepsilon_{cp}$  Deformación de descompresión del hormigón al nivel de la fibra de armadura considerada.
- $\varepsilon_{p0}$  Predeformación de la armadura activa debida a la acción del pretensado en la fase considerada, teniendo en cuenta las pérdidas que se hayan producido.

- El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es alguno de los que se definen en 39.5. No se considerará la resistencia del hormigón a tracción. El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas es el que se define en 38.4. El

diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras activas es el que se define en 38.7. e) Se aplicarán a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y momentos. De esta forma podrá calcularse la capacidad resistente última mediante la integración de las tensiones en el hormigón y en las armaduras activas y pasivas.

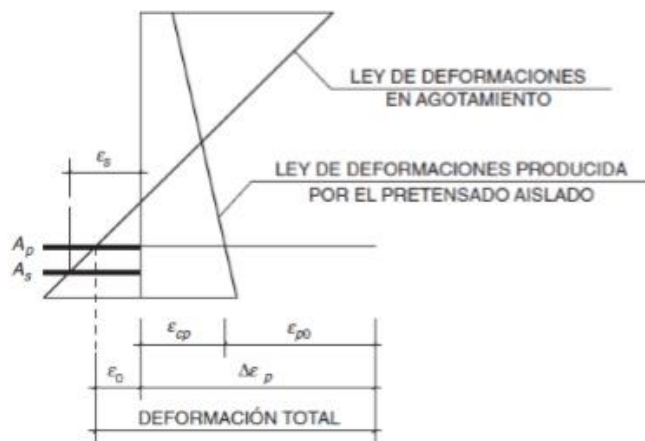


Ilustración 53. Deformaciones

Las deformaciones límite de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios (figura 42.1.3):

- Dominio 1: Tracción simple o compuesta en donde toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A correspondiente a un alargamiento de la armadura más traccionada del 10 por 1.000.
- Dominio 2: Flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A.
- Dominio 3: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón  $\epsilon_{cu}$  definida en el apartado 39.5. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre 10 por 1.000 y  $\epsilon_y$ , siendo  $\epsilon_y$ , el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.
- Dominio 4: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre  $\epsilon_y$  y 0.
- Dominio 4a: Flexión compuesta en donde todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B.
- Dominio 5: Compresión simple o compuesta en donde ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C definido por la recta

correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión,  $\varepsilon_{c0}$  definido en el apartado 39.5.

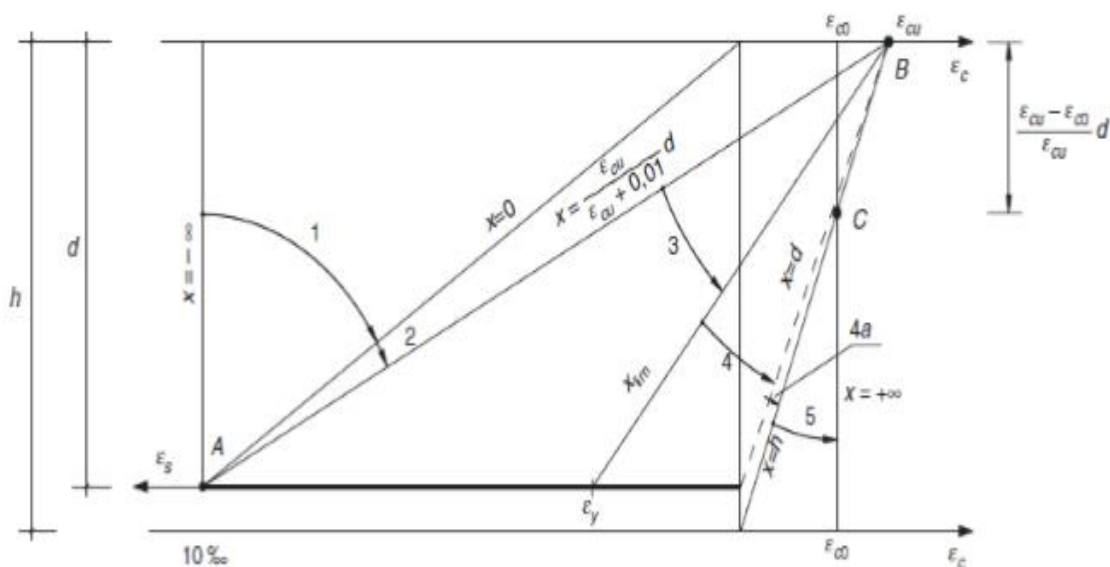


Ilustración 54. Dominios de deformación

A partir de las hipótesis definidas en 42.1.2, es posible plantear las ecuaciones de equilibrio de la sección, que constituyen un sistema de ecuaciones no lineales.

Para el dimensionamiento, se conocen la forma y dimensiones de la sección de hormigón, la posición de la armadura, las características de los materiales y los esfuerzos de cálculo y son incógnitas, el plano de deformación de agotamiento y la cuantía de armadura.

### 5.1.2. CÁLCULOS Y RESULTADOS.

DATOS	
$h$	1800 mm
$A_b$	1830000 mm <sup>2</sup>
$y_b$	740.98 mm
$I_b$	6.71e+11 mm <sup>4</sup>
$f_{cj}$	50 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	500 N/mm <sup>2</sup>
$\varepsilon_{C0}$	0.002
$\varepsilon_{Cu}$	0.0035
$\lambda$	0.8
$\eta$	1
$P_{inst}$	13.6 %
$\sigma_0$	1302 N/mm <sup>2</sup>

$A_p$	11676 mm <sup>2</sup>
$\varepsilon_{yd}$	0.00217391
$\varepsilon_{po}$	0.006329
$\varepsilon_{cp}$	0.0004817
$\varepsilon_p$	0.00681
$R_{mec.super}$	70 mm
$R_{mec.inferior}$	70 mm
$d$	1730 mm
$d_p$	1650 mm

SOLICITACIONES	
$M_{1d}$	23797.88 KN m
$M_{2d}$	23797.88 KN m

Partiendo de los datos iniciales y de las hipótesis anteriormente definidas se han obtenido los siguientes resultados:

CÁLCULOS		
X=-infinito	$\varepsilon_{p1}$	$16.36 \cdot 10^{-3}$
	$\sigma_{p1}$	1561.4 N/mm <sup>2</sup>
	$N_p$	18230.9064 KN
	$M_{1p}$	$-820.39 \cdot 10^6$ N·mm
	$M_{2p}$	$29442.91 \cdot 10^6$ N·mm
$X_{lim}$	$\varepsilon_{p1}$	$8.388 \cdot 10^{-3}$
	$\sigma_{p1}$	1370.56 N/mm <sup>2</sup>
	$N_p$	16002.658 KN
	$M_{1p}$	$31010.42 \cdot 10^6$ N·mm
	$M_{2p}$	$19270.93 \cdot 10^6$ N·mm
$X_{23}$	$\varepsilon_p$	$6.1798 \cdot 10^{-3}$
	$\sigma_{p1}$	1169.94 N/mm <sup>2</sup>
	$N_p$	13660.219

<b>Zona B. DOMINIO 3</b>	$M_{1p}$	$19992.80 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
	$M_{2p}$	$20796.114 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
	$X_0$	640.417
	$A_s$	No hace falta

### CUANTÍAS MÍNIMAS

#### **ARMADURA GEOMÉTRICA**

$A_s'$	$2990.4 \text{ mm}^2$
--------	-----------------------

#### **ARMADO FINAL**

$A_s$	84 $\emptyset 0.6''$	$11676 \text{ mm}^2$
$A_s'$	8 $\emptyset 16$	$3216.9908 \text{ mm}^2$

### SEPARACIONES

#### **SEPARACIONES MÁXIMAS**

$A_s$	140 mm
$A_s'$	175 mm

#### **SEPARACIONES MÍNIMAS**

$$\geq \emptyset_{\text{mayor}}$$

$$\geq 20 \text{ mm}$$

$$\geq 1.25 \text{ TM} = 25 \text{ MM}$$

$$\leq 300 \text{ MM}$$

## **5.2. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO CORTANTE.**

### **5.2.1. CONSIDERACIONES GENERALES.**

El estado límite último por esfuerzo cortante se puede alcanzar, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción.

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Con:



- $V_{rd}$  = Esfuerzo cortante de cálculo obtenido con combinaciones de ELU permanente y transitorio.
- $V_{u1}$  = Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.
- $V_{u2}$  = Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Disponemos de los siguientes datos iniciales:

DATOS	
Tensión inicial	1300 MPa
Pérdidas instantáneas	13.6 %
Pérdidas diferidas	13.14 %
Área del pretensado	11676 mm <sup>2</sup>
Pretensado tras pérdidas	11136.98 KN
Distancia borde apoyo( $x_1$ )	400 mm
Distancia $x_1$ + canto útil( $x_2$ )	2130 mm

Obteniendo las siguientes solicitaciones de cálculo para la siguiente comprobación se realizará en una sección situada a una distancia situada a una distancia del borde del apoyo que se corresponde con la intersección del eje longitudinal que pasa por el centro de gravedad de la sección con una línea a 45º que parte del borde del apoyo.

SOLICITACIONES	
$V_{rd2}$	3011.36 KN

#### 5.2.2. COMPROBACIÓN EN PIEZAS CON ZONAS NO FISURADAS Y CON EL ALMA COMPRIMIDA.

$$V_{u2} = \frac{I \cdot b_0}{S} \sqrt{(f_{ct,d})^2 + \alpha \sigma'_{cd} \cdot f_{ct,d}}$$

SIN ARMADURA DE CORTANTE

DATOS	
I	7.1e11
$b_0$	600 mm
$\sigma'_{cd}$	5.945
$F_{ct,d}$	1.9 MPa
S	500.087·10 <sup>6</sup>
$\alpha$	1

**RESULTADOS**

$V_{u2}$	$3289.98 \cdot 10^3 \text{ N}$
$V_{rd} \leq V_{u2}$	<b>CUMPLE</b>

**NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE**

Aunque no se necesite armadura de cortante, vamos a calcular la armadura mínima.

$$\frac{\sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} b_0$$

· Con unas separaciones mínimas de:

$$S_t = 0.6 \cdot d(1 + \cot \alpha) \leq 450 \text{ mm}$$

$$A_{\alpha} = 0.81 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

**ARMADURA FINAL**

**2e Ø 8 c/15 cm**

### 5.3. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO RASANTE ENTRE ALAS Y ALMA DE UNA VIGA.

#### 5.3.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

Para el cálculo de la armadura de unión entre alas y alma de la viga, se ha empleado el método de Bielas y Tirantes (Artículo 40º de la EHE-08). Para la determinación del esfuerzo rasante puede suponerse una redistribución plástica en una zona de la viga de longitud  $a_r$ , como podemos ver en la siguiente figura:

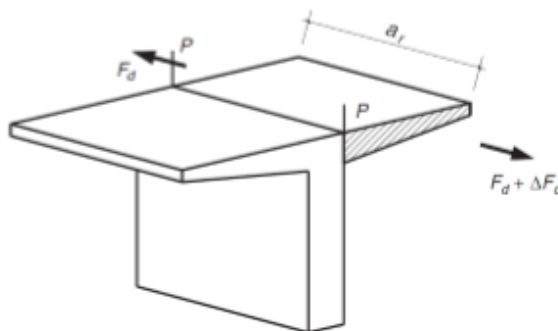


Ilustración 55. Rasante

El esfuerzo rasante medio por unidad de longitud que debe ser resistido será:

$$S_d = \frac{\Delta F_d}{a_r}$$

Donde:

- $a_r$  Longitud de redistribución plástica considerada. La ley de momentos en la longitud  $a_r$  debe presentar variación monótona creciente o decreciente. Al menos los puntos de cambio de signo de momento deben adoptarse siempre como límites de zona  $a_r$ . Se adoptar un valor de  $a_r = 1$  metro.
- $\Delta F_d$  Variación en la distancia  $a_r$  de la fuerza longitudinal actuante en la sección del ala exterior al plano P.

En ausencia de cálculos más rigurosos deberá cumplirse:

$$S_d \leq S_{u1}$$

$$S_d \leq S_{u2}$$

Donde :

- $S_{u1}$  Esfuerzo rasante de agotamiento por compresión oblicua en el plano P.
- $S_{u2}$  Esfuerzo rasante de agotamiento por tracción en el plano P.

### 5.3.2. CÁLCULOS Y RESULTADOS.

#### 1) RASANTE ALA INFERIOR.

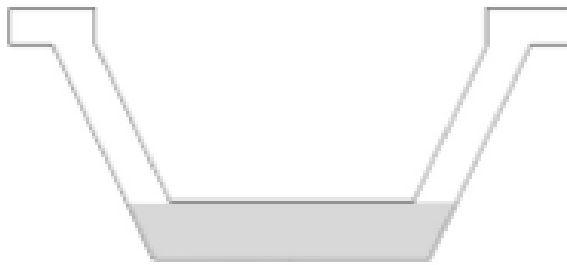


Ilustración 56. Gráfico para la comprobación de rasante en ala inferior

Cálculo de las sollicitaciones (Ala traccionada):

$$S_d = \frac{A_s(alma)}{A_s} \cdot \frac{\Delta M_d}{0.9 \cdot a_r \cdot d}$$

Donde:

- $\Delta M_d = 3103.3 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
- $a_r = 1000 \text{ mm}$
- $d = 1730 \text{ mm}$

$$S_d = \frac{16 \cdot 139}{84 \cdot 139} \cdot \frac{3103.3 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 1000 \cdot 1730} = 379.64 \text{ N/mm}$$

### 1.1) COMPROBACIÓN DEL ESFUERZO RASANTE DE AGOTAMIENTO POR COMPRESIÓN OBLICUA EN EL PLANO P.

Se cumple la siguiente condición:

$$S_{u1} = 0.5 \cdot f_{1cd} \cdot h_0 = 0.5 \cdot 0.4 \cdot \frac{50}{1.5} \cdot 300 = 2000 \text{ N/mm}$$

$$S_d \leq S_{u1}$$

**CUMPLE**

### 1.2) COMPROBACIÓN DEL ESFUERZO RASANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL PLANO P.

$$S_{u2} = S_{su}$$

Donde:

- $S_{su}$  Contribución de la armadura perpendicular al plano P a la resistencia a esfuerzo rasante:

$$S_{su} = A_p \cdot f_{yp,d}$$

- $A_p$  Armadura por unidad de longitud perpendicular al plano P.
- $f_{yp,d}$  Resistencia de cálculo de la armadura  $A_p$ .

Cumpliendo la siguiente igualdad, se obtiene la armadura por unidad de longitud.

$$S_d \leq S_{u2} = A_p \cdot f_{yp,d}$$

$$A_p = \frac{379.64}{400} = 0.95 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

**Armado final = 1e  $\phi$ 10 c/15 cm**

## 2) RASANTE ALAS SUPERIORES.

En el caso de rasante entre alas y alma combinado con flexión transversal, se calcularán las armaduras necesarias por ambos conceptos y se dispondrá la suma de ambas, pudiéndose reducir la armadura de rasante, teniendo en cuenta la compresión debida a la flexión transversal. De forma simplificada, podrá disponerse la armadura de tracción debida a la flexión transversal, complementada por la armadura suficiente para cubrir la necesaria por esfuerzo rasante

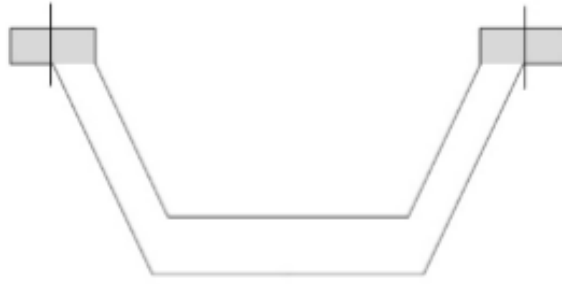


Ilustración 57. Gráfico para la comprobación a flexión y rasante superiores

- Cálculo de las solicitaciones (Ala comprimida):

$$S_d = \frac{A_{ca}}{A_c} \cdot \frac{\Delta M_d}{0.9 \cdot a_r \cdot d}$$

Donde:

- $\Delta M_d = 3103.3 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
- $a_r = 1\,000 \text{ mm}$
- $d = 1730 \text{ mm}$

$$S_d = \frac{300 \cdot 300}{600 \cdot 300} \cdot \frac{3103.3 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 1390 \cdot 1730} = 996.56 \text{ N/mm}$$

### 2.1.) COMPROBACIÓN DEL ESFUERZO RASANTE DE AGOTAMIENTO POR COMPRESIÓN OBLICUA EN EL PLANO P.

Se cumple la siguiente condición:

$$S_{u2} = 0.5 \cdot f_{1cd} \cdot h_0 = 0.5 \cdot 0.6 \cdot \frac{50}{1.5} \cdot 300 = 3000 \text{ N/mm}$$

$$S_d \leq S_{u2}$$

**CUMPLE**

### 2.2.) COMPROBACIÓN DEL ESFUERZO RASANTE DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL PLANO P.

$$S_{u2} = S_{su}$$

Donde:

- $S_{su}$  Contribución de la armadura perpendicular al plano P a la resistencia a esfuerzo rasante:

$$S_{su} = A_p \cdot f_{yp,d}$$

- $A_p$  Armadura por unidad de longitud perpendicular al plano P.
- $f_{yp,d}$  Resistencia de cálculo de la armadura  $A_p$ .

Cumpliendo la siguiente igualdad, se obtiene la armadura por unidad de longitud.

$$S_d \leq S_{u2} = A_p \cdot f_{yp,d}$$

$$A_p = \frac{996.56}{400} = 2.49 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

### 2.3.) FLEXIÓN DEL ALA.

$$T = \frac{M_d}{0.9 \cdot d} = A_s \cdot f_{yd}$$

Donde:

- $M_d = 7306.86 \text{ Nmm}$
- $d = 300 - 50 = 250 \text{ mm}$

$$T = \frac{7306.86}{0.9 \cdot 250} = 32.47 = A_s \cdot \frac{500}{1.15}$$

$$A_s = 0.074 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{s\text{TOTAL}} = A_p + A_s = 1.319 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

**ARMADURA FINAL= 2e  $\phi 16$  c/15 cm**

## 5.4. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO RASANTE EN JUNTAS.

### 5.4.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

La tensión rasante de cálculo  $\tau_{r,d}$  será evaluada en base a la variación de la resultante de los bloques de tensiones normales a lo largo de la pieza en tracción o compresión. El cálculo de la tensión rasante debe ser realizado frente a cargas totales, ya que debe ser congruente con la comprobación del estado límite último a flexión de la pieza compuesta, y todo ello con independencia del proceso constructivo al que se haya ajustado el cimbrado provisional de la pieza prefabricada. En piezas en las que la retracción diferencial entre hormigones sea importante, deben evaluarse las tensiones rasantes inducidas por ella.

En piezas solicitadas a flexión, compuestas por hormigones vertidos en dos fases y con una junta horizontal entre ellos (como es nuestro caso, una parte prefabricada y la otra vertida in situ), la tensión rasante de cálculo en la junta se puede evaluar de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\tau_{md} = \frac{V_d}{p \cdot z}$$

Donde:

- $\tau_{md}$  Valor medio de la tensión rasante en la junta en la sección de estudio.
- $V_d$  Valor de cálculo del esfuerzo cortante en la sección de estudio.
- $p$  Superficie de contacto por unidad de longitud.
- $z$  Brazo mecánico.

Esta fórmula conduce a valores del lado del a seguridad, pudiendo resultar excesivamente conservadores en algunos casos, especialmente si la junta queda dentro del bloque comprimido por flexocompresión en Estado Límite Último. La fórmula dada evalúa la tensión rasante en la sección. En las juntas dúctiles puede aceptarse una redistribución plástica del esfuerzo rasante a lo largo de la junta entre hormigones, entonces la tensión rasante media a resistir viene dada por:

$$\tau_{md} = \frac{F_r}{p \cdot a_r}$$

Donde:

- $F_r$  Fuerza rasante que solicita el área de la junta.
- $a_r$  Longitud de redistribución plástica considerada. La ley de esfuerzos cortantes en la longitud  $a_r$  debe presentar variación monótona creciente o decreciente. Los puntos de cambio de signo de momento deben adoptarse como límites de la zona  $a_r$ .

#### 5.4.2. CÁLCULO DE LA TENSIÓN RASANTE $\tau_{r,d}$ .

A continuación se obtiene la tensión de cálculo de rasante debe ser realizado frente a cargas totales, ya que debe ser congruente con la comprobación del estado límite último a flexión de la pieza compuesta, y todo ello con independencia del proceso constructivo al que se haya ajustado el cimbrado provisional de la pieza prefabricada. En piezas solicitadas a flexión, compuestas por hormigones vertidos en dos fases y con una junta horizontal entre ellos, la tensión rasante de cálculo en la junta se puede evaluar de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\tau_{md} = \frac{V_d}{p \cdot z} = \frac{400 \cdot 10^3}{1200 \cdot 0.9 \cdot 1730} = 0.32 \text{ N/mm}^2$$

#### 5.4.3. RESISTENCIA A ESFUERZO RASANTE EN JUNTAS ENTRE HORMIGONES.

La comprobación del estado límite último a esfuerzo rasante debe realizarse comprobando que:

$$\tau_{r,d} \leq \tau_{r,u}$$

Donde:

$\tau_{r,u}$  Tensión rasante de agotamiento correspondiente al estado límite último de resistencia de esfuerzo rasante según se indica a continuación, supuesto que el espesor medio mínimo del hormigón a cada lado de la junta de 50 mm, medido normalmente al plano de la junta, pudiéndose llegar localmente a un espesor mínimo de 30 mm.

##### 1) SECCIÓN SIN ARMADURA TRANSVERSAL.

La tensión rasante de agotamiento  $\tau_{r,u}$  tiene como valor:

$$\tau_{r,u} = \beta (1.30 - 0.03 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)) \cdot f_{ctd} \leq 0.7 \cdot \beta \cdot f_{ctd}$$

Donde:

- $\beta$  Factor que adopta el valor de 0.4, ya que en nuestro caso son superficies intencionadamente rugosas, con rugosidad alta.
- $f_{ck}$  Resistencia característica a compresión del hormigón más débil de la junta.
- $f_{ctd}$  Resistencia de cálculo de tracción del hormigón más débil de la junta.

$$\tau_{r,u} = 0.8 (1.30 - 0.03 \cdot \left(\frac{30}{25}\right)) \cdot 1.352 \leq 0.7 \cdot 0.4 \cdot 1.352 = 0.7569 \text{ N/mm}^2$$

Por tanto,

$$\tau_{r,d} = 0.32 \leq \tau_{r,u} = 0.7569 \text{ N/mm}^2$$

**NO SE NECESITA ARMADURA DE RASANTE ENTRE JUNTAS DE HORMIGÓN.**

## **5.5. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN.**

### **5.5.1. FISURACIÓN POR SOLICITACIONES NORMALES.**

En todas las situaciones persistentes y en las situaciones transitorias bajo la combinación de acciones más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{cj,j}$$

Donde:

- $\sigma_c$  Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación
- $f_{cj,j}$  Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a  $j$  días (edad del hormigón en la fase considerada)

Para estructuras pretensadas debe comprobarse esta condición en el momento que sea más desfavorable, teniendo en cuenta la resistencia del hormigón en esa situación.

#### **5.5.1.1. FASE PROVISIONAL.**

Para la fase provisional se ha tenido en cuenta la actuación del peso propio de la viga. Resistencia a compresión del hormigón a los 7 días:

$$f_{c,7} = 40.9 \text{ MPa} = 40900 \text{ kN/m}^2$$

$$60\% \text{ de } f_{c,7} = 24540 \text{ kN/m}^2$$

Con los esfuerzos generados se han obtenido unas tensiones para la fase provisional en el momento de tesado (7 días) que en ningún caso superan el 60% de la tensión de compresión característica del hormigón a esa edad.

#### **5.5.1.2. FASE DEFINITIVA.**

Se verifica que bajo la combinación característica de acciones no se produzcan tensiones superiores al 60% de la resistencia característica a compresión del hormigón:

$$\sigma_{max,c} \leq 0.60 \cdot f_{ck}$$



Resistencia característica del hormigón a los 28 días:

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa} = 50000 \text{ kN/m}^2$$

$$60\% \text{ de } f_{ck} = 30000 \text{ kN/m}^2$$

#### **5.5.2. FISURACIÓN POR TRACCIÓN.**

Se verifica que las tensiones en la situación provisional y en la definitiva no superan en ningún caso la resistencia a tracción del hormigón a la edad de estudio.

##### **5.5.2.1. FASE PROVISIONAL.**

Para la fase provisional se ha tenido en cuenta la actuación del peso propio de la viga.

La resistencia media a flexotracción del hormigón a los 7 días:

$$f_{ct,m,fl} = 3,3 \text{ MPa} = 3300 \text{ kN/m}^2$$

Con los esfuerzos generados se han obtenido unas tensiones para la fase provisional en el momento de tesado (7 días) que en ningún caso superan la tensión a flexotracción del hormigón a esa edad.

##### **5.5.2.2. FASE DEFINITIVA.**

Se verifica que bajo la combinación frecuente de acciones no se produzcan tensiones superiores a  $f_{ct,m,fl} = 4,1 \text{ MPa} = 4100 \text{ kN/m}^2$ .

#### **5.6. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE DEFORMACIONES.**

##### **5.6.1. CONDICIONES GENERALES.**

Se deberá verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera los valores siguientes:

L/1000 en puentes de carretera

L/1200 en pasarelas o en puentes con zonas peatonales

Siendo L la luz del vano.

En tableros suspendidos o atirantados, arcos de tablero inferior o estructuras asimilables, deberá tomarse como L la distancia entre puntos de inflexión de la deformada para la hipótesis de carga considerada.

Podrán admitirse valores ligeramente superiores a los valores límites anteriores si, mediante un estudio del comportamiento dinámico de la estructura, se comprueba que la amplificación de las deformaciones estáticas y el nivel de vibraciones del tablero, bajo el paso de sobrecargas móviles, se mantienen dentro de los valores admisibles.

En tableros con voladizos laterales importantes, o con flexibilidad transversal en secciones coincidentes con juntas de dilatación, se deberá comprobar la flecha vertical máxima en la sección transversal de junta, bajo la actuación de la sobrecarga de uso frecuente, es menor que 5 mm o que el valor límite especificado por el fabricante de la junta.

### 5.6.2. CÁLCULOS.

La flecha debido a las sobrecargas de uso es de carácter instantáneo (no tiene componente diferida), así que a continuación se hallan las flechas debidas a la sobrecarga:

$$- \delta(\text{centro de vano}) = 10,31 \text{ mm}$$

$$- \delta_{\max}(\text{centro de vano}) = 27800/1200 = 22,16 \text{ mm}$$

Por tanto se verifica la flecha máxima vertical correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso.

### 5.7. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE VIBRACIONES.

En este apartado se recogen los criterios de confort a tener en cuenta en el proyecto de pasarelas y puentes con zonas peatonales, en relación con las vibraciones producidas por el tráfico.

Queda fuera del ámbito de este apartado el estudio de los efectos dinámicos inducidos por el viento en tableros, cables, péndolas, etc. En el caso de elementos cuya seguridad resistente o a fatiga puede ser sensible a estos efectos, su comprobación se efectuará en el marco de la verificación de los estados límites últimos.

En general se considerará verificado el estado límite de servicio de vibraciones cuando las aceleraciones máximas que puedan producirse en cualquier zona transitable por peatones no superen ciertos valores límite.

En tableros con voladizos laterales esbeltos, además del comportamiento dinámico general de la estructura, será necesario tener también en cuenta el comportamiento local de los voladizos y la posible interacción entre ambos.

Para los análisis dinámicos de puentes y pasarelas en condiciones de servicio, se adoptarán, salvo justificación específica alternativa, los valores medios del índice de amortiguamiento.

#### ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES EN PUENTES CON ZONAS PEATONALES.

En general, con las salvedades indicadas en este apartado, se considerará verificado el estado límite de servicio de vibraciones si se cumple el criterio de limitación de flechas verticales establecido en el apartado relativo a deformaciones.

Sin embargo, aunque se cumpla el estado límite de deformaciones, los puentes en zonas urbanas con tráfico peatonal intenso, voladizos laterales transitables esbeltos y tipologías estructurales singulares o nuevos materiales habrán de realizar dicha verificación.

**Por consiguiente, en el puente objeto del proyecto, no posee ninguna de las características citadas que obligan a un estudio de las vibraciones, queda verificado el estado límite de vibraciones mediante el cumplimiento del estado límite deformaciones.**

## 6. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZONAS DE INTRODUCCIÓN DEL PRETENSADO.

### 6.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

Las zonas de introducción del pretensado se caracterizan por ser zonas de introducción de cargas puntuales muy concentradas y constituyen una zona de discontinuidad de tipo estático, donde no es aplicable el principio de resistencia de materiales y se ha de aplicar la teoría de la elasticidad.

En éste apartado se dimensiona la armadura necesaria para resistir las tracciones generadas por la abertura del bulbo de compresiones hasta llegar a la zona dónde el flujo de compresiones sigue la dirección de la directriz.

Éste dimensionamiento se hace en base a la normativa EHE-08 Artículo 61 (Cargas concentradas sobre macizos) y utilizando las características de las placas de anclaje suministradas por el fabricante para los tendones elegidos.

Se presta especial atención a la apertura de los bulbos de compresiones en los tendones situados en los extremos de la sección, cuyas tracciones se dimensionan utilizando la normativa EHE-08, Artículo 63.4 (Vigas de gran canto continuas).

## 6.2. DATOS DE LAS PLACAS DE ANCLAJE.

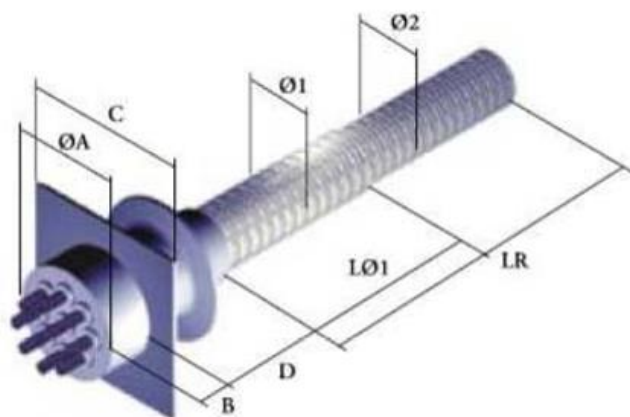


Ilustración 58. Croquis de anclaje activo

Strand Type	Tendon Type	Trumpet Type	ØA	B	C	D	LØ1	LR	Ø1	Ø2	Min. Curv. Radius
0,6" (15mm)	4	T-4	110	50	170	155		600		51/56	3,000
	5	T-4	110	50	170	155		600		51/56	3,000
	7	T-5	129	61	194	150		600		62/67	3,000
	9	T-6	144	60	220	175		900		72/77	4,000
	12	T-7	165	72	254	200		900		85/90	4,000
	15	T-8	186	78	282	235		900		90/95	4,500
	19	T-19	200	94	314	230	250	1200	103/108	100/105	5,000
	24	TR-24	239	95	356	640		1200		110/115	5,000
	27	TR-31	252	105	404	720		1500		120/125	6,000
	31	TR-31	268	115	404	720		1500		120/125	6,000
	37	TR-37	296	128	444	770		1500		130/137	6,500
	43	TR-43	330	144	490	1100		1500		140/147	6,500

Ilustración 59. Dimensiones de los anclajes activos

## 6.3. CÁLCULOS DE LA IDONEIDAD DE LAS PLACAS DE ANCLAJE.

Según el Artículo 61º de la EHE-08, una carga concentrada aplicada sobre un macizo constituye una región D. Por tratarse de una región D, el método general de análisis es el indicado en el artículo 24º. Las comprobaciones de biela, tirantes y nudos así como las propiedades de los materiales a considerar serán las indicadas en el artículo 40º.

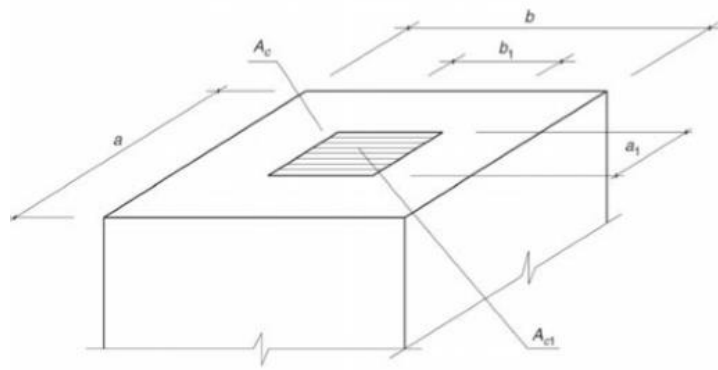


Ilustración 60. Modelo de celosía equivalente para cargas centradas

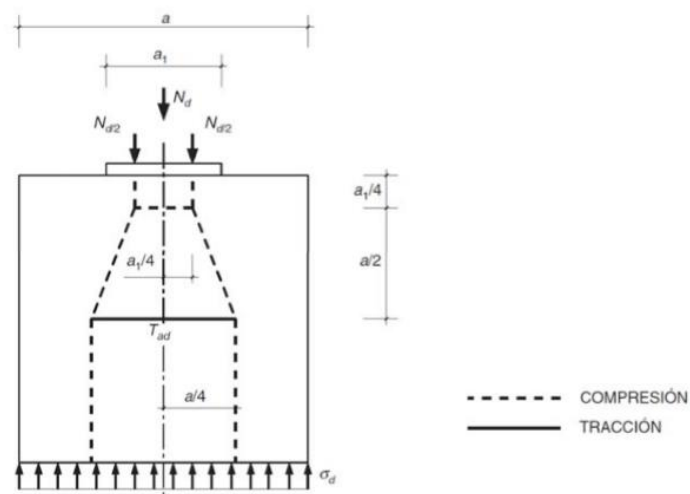


Ilustración 61. Modelo de celosía equivalente para cargas centradas

Tal y como se define en el Artículo 24º una carga concentrada sobre un macizo produce una discontinuidad de tipo estático. A partir de los resultados de análisis en régimen lineal puede observarse que, si la carga concentrada se aplica a un macizo de ancho  $l$ , la carga se distribuye uniformemente a una profundidad  $h$  aproximadamente igual a  $l$ . La desviación del flujo de compresiones produce unas tracciones transversales que condicionan el dimensionamiento de la armadura.

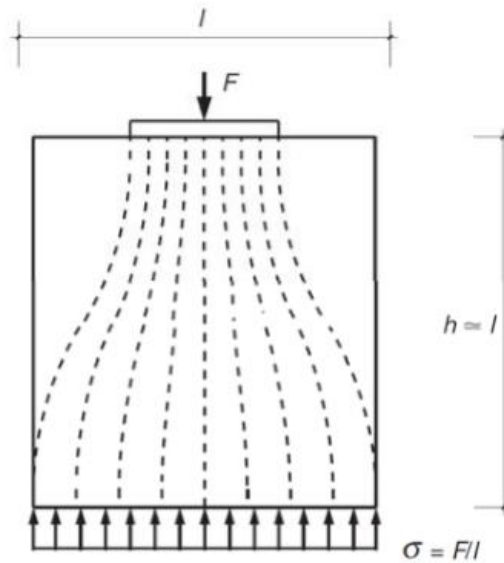


Ilustración 62. Modelo de celosía equivalente para cargas centradas

### 6.3.1. COMPROBACIÓN DE NUDOS Y BIELAS.

La fuerza máxima de compresión que puede actuar en Estado Límite Último sobre una superficie restringida, de área  $A_{c1}$ , situada concéntrica y homotéticamente sobre otra área  $A_c$ , supuesta plana, puede ser calculada por la fórmula:

$$N_d \leq A_{c1} \cdot f_{3cd}$$

$$F_{3cd} = \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} \cdot f_{cd} \leq 3.3 \cdot f_{cd}$$

### 6.3.2. ZONAS DE ANCLAJE.

DATOS	
$P_0$	15202 KN
$P_0 - P_{inst}$	13133.89 KN
$a$	0.420 m
$a_1$	0.220 m
$A_{c1}$	0.0484 m <sup>2</sup>
$A_c$	0.176 m <sup>2</sup>

RESULTADOS		
$f_{cd}$	33.33 MPa	
$f_{3cd}$	54.565 MPa	$\leq 100$ MPa
$N_d$	1284.4 kN	

### 6.3.3. ARMADURAS TRANSVERSALES.

Los tirantes  $T_d$  se dimensionarán para la tracción de cálculo indicada en las siguientes expresiones:

$$T_{ad} = 0.25 \cdot N_d \left( \frac{a - a_1}{a} \right) = A_s \cdot f_{yd}$$

En sentido paralelo a a,y

$$T_{bd} = 0.25 \cdot N_d \left( \frac{b - b_1}{b} \right) = A_s \cdot f_{yd}$$

En sentido paralelo a b, con  $f_{yd} \leq 400$  N/mm<sup>2</sup>. Siendo:

RESULTADOS	
a	0.420 m
$A_1$	0.220 m
$F_{yd}$	400 MPa
$T_{ad}$	152.9 kN
$A_s$	312.34 mm <sup>2</sup>
$T_{bd}$	152.9 kN
$A_s$	312.34 mm <sup>2</sup>

### ARMADO FINAL

4 cercos  $\varnothing 10$

#### 6.3.4. DISPOSICIÓN DE ARMADURA.

Las armaduras anteriormente calculadas deberán disponerse en una distancia comprendida entre  $0,1a$  y  $a$ , y  $0,1b$  y  $b$ , respectivamente. Estas distancias se medirán perpendicularmente a la superficie  $A_c$ .

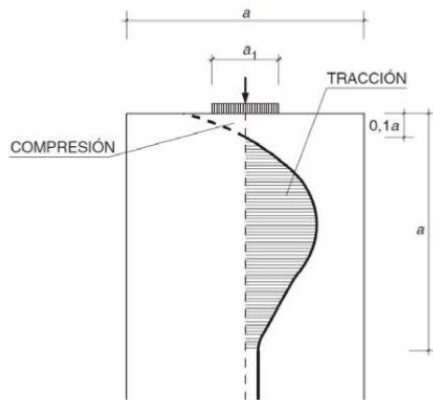


Ilustración 63. Distribución de esfuerzos transversales paralelos

Donde:

- $a = 0,42 \text{ m}$
- Longitud de la zona macizada =  $0,1 \cdot a = 0,042 \text{ m}$
- Longitud de la zona con cercos =  $0,42 \text{ m}$

## **APÉNDICE Nº 3**

### **APARATOS DE APOYOS**



**ÍNDICE ÁPENDICE Nº3. DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN DE LOS  
APARATOS DE APOYO**

1. INTRODUCCIÓN..... 214

2. CONSIDERACIONES GENERALES..... 214

3. TIPO DE APOYO ..... 216

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL..... 217

## 1. INTRODUCCIÓN.

El objetivo de este Anejo es realizar el diseño y cálculo de los aparatos de apoyo, en el se recogen y describe los materiales utilizados, las hipótesis de carga, los métodos de cálculo y los resultados del mismo.

El tablero se apoyará sobre las pilas y los estribos mediante aparatos de apoyo zunchado. El dimensionamiento y posterior verificación se ha basado en la normativa Nota Técnica Sobre Aparatos De Apoyo Para Puentes de Carretera.

## 2. CONSIDERACIONES GENERALES.

Para el diseño de los aparatos de apoyo de neopreno zunchado, el módulo de elasticidad transversal del elastómero (G), relaciona las fuerzas horizontales aplicadas al apoyo con los movimientos horizontales del mismo, según los conceptos clásicos de Resistencia de Materiales. El valor de G para acciones lentas (deformaciones termohigrométricas) suele estar comprendido entre 0,8 y 1,2 MPa. Para acciones instantáneas (frenado, viento, ect.) el valor de G es del orden del doble.

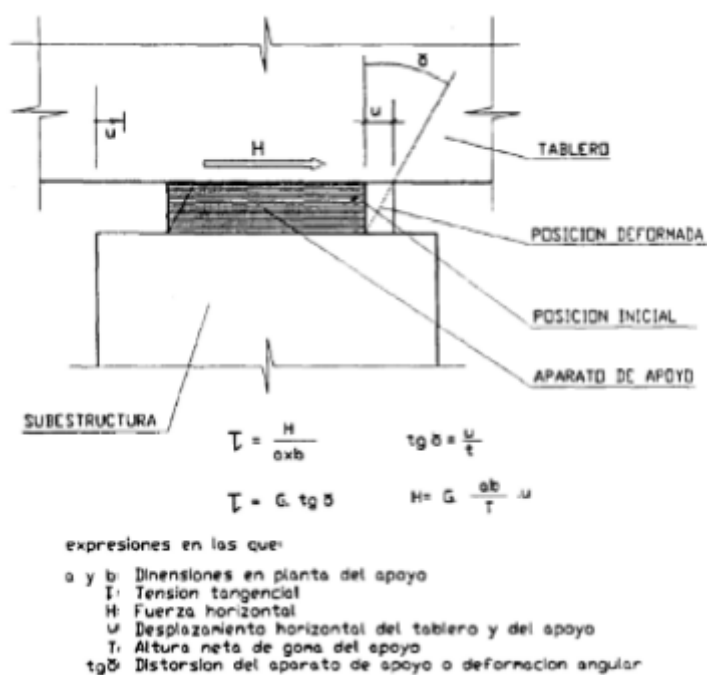


Ilustración 64. Apoyo elastomérico

Frente a las cargas verticales transmitidas por el tablero, los apoyos son deformables, es decir, sufren acortamientos según el sentido del eje z, aunque en general esta flexibilidad vertical no se suele tener en cuenta en el diseño del tablero. En cualquier caso, en las "Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera (RPAE)" está indicada la expresión del acortamiento vertical de los aparatos de apoyo en función de la tensión media a que esté sometido y de las características elásticas y geométricas del aparato de apoyo.

Con respecto a los movimientos horizontales, estos apoyos gracias a su deformabilidad en el plano xy, y de acuerdo con el esquema de la figura XXX, permiten los movimientos relativos horizontales entre el tablero y la subestructura.

Los apoyos de neopreno zunchado son los más usados en los puentes de tipo medio. Las reglas para el diseño de los apoyos de neopreno zunchado y las distintas limitaciones que deben cumplir son las siguientes:

#### **Limitación de la distorsión admisible bajo acciones lentas**

En la limitación de la distorsión bajo acciones lentas se ha de verificar:

$$\tan\gamma = \frac{u}{T} \leq 0.5$$

Siendo “u” el movimiento relativo entre el tablero y la subestructura debido a las deformaciones termo higrométricas (acciones lentas).

#### **Limitación de la distorsión admisible total:**

Se ha de verificar que:

$$\tan\gamma = \frac{u}{T} \leq 0.5$$

siendo «u» el movimiento relativo entre el tablero y la subestructura debido tanto a acciones lentas como a acciones instantáneas (frenado, viento, etc). En situaciones con sismo la limitación anterior será:

$$\tan\gamma = \frac{u}{T} \leq 1$$

#### **Limitación de la presión vertical máxima**

Las tensiones verticales máximas para las que se dimensionan estos apoyos deben cumplir:

$$\sigma = \frac{N_{m\acute{a}x}}{a \cdot b} \leq 150 \text{ kp/mm}^2$$

Donde  $N_{m\acute{a}x}$  = Reacción vertical máxima.

#### **Limitación de la tensión tangencial total**

Se limita dicha tensión tangencial total al valore de 5G:

$$\tau = \frac{H}{a \cdot b} \leq 5G$$

#### **Condición de no deslizamiento:**

Se exige que en cualquier hipótesis de carga se cumpla que:

$$H < f \cdot N$$

Donde  $f$  es el coeficiente de rozamiento.

Para asegurar que no se desvirtúa el funcionamiento del apoyo de neopreno zunchado como tal (vinculación elástica en cuanto a movimientos horizontales entre el tablero y la subestructura).

#### Condición de estabilidad:

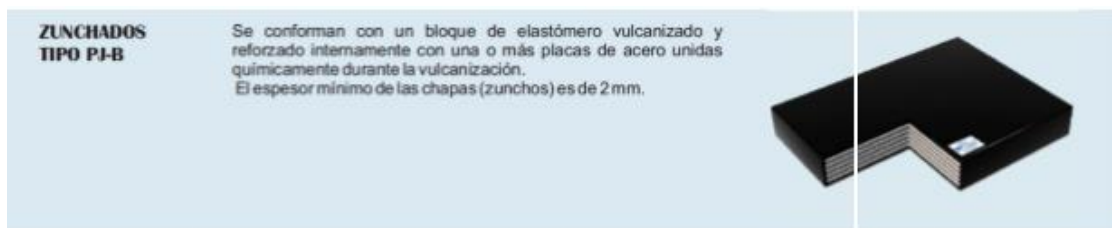
La dimensión mínima en planta “a” del apoyo de neopreno zunchado debe ser tal que se verifique que:

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

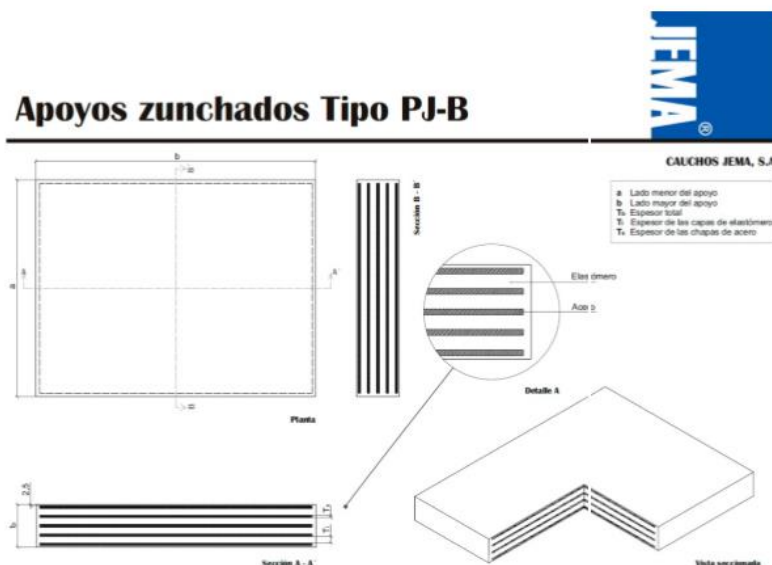
Donde  $T$  es la altura neta de elastómero del apoyo.

### 3. TIPO DE APOYO

Para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo se ha utilizado el catálogo general de apoyos elastoméricos de JEMA. S.A. El tipo de apoyo elegido es el siguiente:



Habitualmente se designa por «a» al lado menor del apoyo y por «b» al mayor. Se distingue asimismo la altura neta de la goma del apoyo «T» de la altura total del apoyo (suma del espesor de las láminas o zunchos de acero y de la altura neta de la goma).



## Ficha Técnica

(De acuerdo con la Norma EN 1337-3:2005)



El elastómero que empleamos en la fabricación de los apoyos es conforme a las especificaciones de la Tabla 1 "Propiedades físicas y mecánicas del elastómero" de la norma 1337-3:2005 que recoge las propiedades que deben cumplir. Siguiendo las especificaciones de esa misma Norma, las placas de refuerzo internas y externas son de acero de clase S 235 de acuerdo a la Norma EN 10025 o de acero con un alargamiento a la rotura equivalente mínimo.

CARACTERÍSTICAS DEL ELASTÓMERO	UNIDAD	REQUISITOS
Dureza	Shore A	65 / 65
Resistencia a la tracción, probeta moldeada	Mpa	16
Resistencia a la tracción, probeta del apoyo	Mpa	14
Alargamiento mínimo a la rotura, probeta moldeada	%	425
Alargamiento mínimo a la rotura, probeta del apoyo	%	375
Resistencia mínima al desgarrar	KN/m	15
Propiedades de compresión a alta temperatura (24 h, 70 °C)	%	15
Envejecimiento acelerado	72 h, 100 °C	
Dureza (Shore A)		± 5
Resistencia a la tracción (%)		± 15
Alargamiento a la rotura (%)		± 25
Resistencia al ozono	96 h a 40°C concentración 100 ppcm y alargamiento lento 30%	Sin grietas
CARACTERÍSTICAS DEL ACERO		
Límite elástico, mínimo	N/mm <sup>2</sup>	235
Tensión de rotura	N/mm <sup>2</sup>	360-510
Alargamiento	%	26
CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS		
Módulo de cizalla (módulo G)	Mpa	0.9 ± 0.15

## Recomendaciones de Cálculo e Instalación



CAUCHOS JEMA, S.A.

### CONSIDERACIONES BÁSICAS PARA EL CÁLCULO DE LOS APOYOS ARMADOS

Para el cálculo de los apoyos armados, se recomienda atender a las siguientes consideraciones orientativas:

-La carga máxima de compresión no debe ser mayor de 100 - 150 Kg/cm<sup>2</sup>, atendiendo a las dimensiones del apoyo.

-La máxima deformación del apoyo debida a las cargas verticales no debe exceder del 15% del espesor inicial del apoyo.

-En deformaciones permanentes, el desplazamiento horizontal no debe de ser mayor al 70% del espesor total del caucho.

-Con el fin de asegurarse la estabilidad del apoyo, la altura total de caucho no debe ser superior al 25% de la dimensión del lado menor del apoyo o del diámetro.

-La presión de carga mínima sobre un apoyo, para evitar el desplazamiento sobre la estructura, tiene que ser de 30 Kg/cm<sup>2</sup>. En caso de que esta condición no se cumpliera se recomienda la colocación de apoyos Tipo C (ancrados).

### RECOMENDACIONES PARA LA INSTALACIÓN DE LOS APOYOS ARMADOS

En términos generales se deben atender los siguientes aspectos durante el proceso de instalación de los apoyos:

-Para permitir el correcto funcionamiento de los aparatos de apoyo es necesario que la cara superior de la pila (o estribo) y la parte inferior del tablero sean planas y horizontales, lo que se consigue mediante la realización de las mesetas de apoyo.

-La distancia entre los bordes del apoyo y los bordes de meseta no debe ser inferior a 50 mm y esa misma distancia debe respetarse también entre el borde de la meseta y el borde del pilar.

-También es recomendable que los apoyos se instalen de manera que se permita su posterior inspección y sustitución, en caso necesario.



Deformación producida en los apoyos debido a esfuerzos de compresión externos. Viendo el comportamiento resultante en un apoyo zunchado estándar y otro sin zunchar.

## 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Módulo de Cizalla(G)= 0.9 MPa

### CARGA VERTICAL

La viga apoyada en los pilares en cada uno de sus extremos por dos apoyos elastoméricos zunchados. La carga vertical máxima que transmite cada viga en el pilar es de 1825.13 3207.66 KN por tanto, la carga máxima que soportará cada apoyo será 912.565 1603.88 KN.

CARGA VERTICAL MÁXIMA = 912.565 KN = 91.2 160.38Tn

Con la carga vertical máxima obtenida se ha adoptado por las siguientes dimensiones de apoyo:

## Tamaño Normalizado de Apoyos TIPO PJ-B



TIPO PJ-B

Dimensión a x b o D (m.m.)		Dimensión de placa de refuerzo de acero (m.m.)		Nº Capas Elastó- mero (n)	Espesor en mm		Apoyo Tipo PJ-B		Carga Verical Máxima (Tn)
					Elastó- mero (ti)	Zunchos (ts)	Total (tb)	Neto (te)	
a	b	a'	b'						
350	500	338	488	1	11	4	24	16	262,5
				2	11	4	39	27	
				3	11	4	54	38	
				4	11	4	69	49	
				5	11	4	84	60	
				6	11	4	99	71	
				7	11	4	114	82	
				8	11	4	129	93	
				9	11	4	144	104	



Se establecen inicialmente 4 capas de elastómero para realizar las comprobaciones, quedando el siguiente tipo de apoyo zunchado:

Zuncho PJ-B: 350 x 500 x 4 (4+11) con un espesor neto (te) de 49 mm y un total (tb) de 69 mm.

### FUERZAS HORIZONTALES.

### DEFORMACIONES LENTAS.

- Retracción =  $\varepsilon_{retracción} \cdot L = 0.00036 \cdot 250000 = 9 \text{ mm}$   
Retracción/apoyo =  $9 / 2 = 4.5 \text{ mm}$
- Fluencia =  $\varepsilon_{fluencia} \cdot L = 0.00052 \cdot 25000 = 13 \text{ mm}$   
Fluencia/apoyo =  $13 / 2 = 6.5 \text{ mm}$
- Temperatura =  $\alpha \cdot T \cdot L$ 
  - Incremento térmico =  $10 \cdot 10^{-6} \cdot 59.73 \cdot 25000 = 14.93 \text{ mm}$
  - Incremento térmico/apoyo =  $14.93 / 2 = 7.466 \text{ mm}$
  - Decremento térmico =  $10 \cdot 10^{-6} \cdot 7.55 \cdot 25000 = 1.8875 \text{ mm}$
  - Decremento término/apoyo =  $1.8875 / 2 = 0.94375 \text{ mm}$

### Deformaciones totales lentas:

Expansión = 7,46 mm

Contracción = 4,5 + 6,5 + 0.94375 = 11.943 mm

### ACCIONES INSTANTÁNEAS

- Frenado:

$$Q_{\text{frenado total}} = 393.75 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{frenado/apoyo}} = 393.75 \text{ KN} / 8 = 49.21 \text{ KN}$$

$$U_{\text{frenado}} = 49210 \cdot \frac{49}{0.9 \cdot 350 \cdot 500} = 7.65 \text{ mm}$$

- Viento:

$$Q_{\text{viento longitudinal}} = 54.73 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{viento longitudinal/apoyo}} = 54.73 / 8 = 6.84 \text{ KN}$$

$$U_{\text{viento}} = 6840 \text{ N} \cdot \frac{49}{0.9 \cdot 350 \cdot 500} = 1.064 \text{ mm}$$

#### **Deformaciones totales por acciones instantáneas:**

$$\text{Expansión} = 7.65 + 1.064 = 8.714 \text{ mm}$$

$$\text{Contracción} = 7.65 + 1.064 = 8.714 \text{ mm}$$

A continuación se comprueba para el aparato de apoyo las limitaciones para las hipótesis de carga:

#### **Limitación de la distorsión admisible bajo acciones lentas:**

$$\tan \gamma = \frac{11.943}{49} = 0.243 \leq 0.5 \leftrightarrow \text{CUMPLE}$$

#### **Limitación de la distorsión admisible total:**

$$\tan \gamma = \frac{20.354}{49} = 0.415 \leq 0.5 \leftrightarrow \text{CUMPLE}$$

#### **Limitación de la presión vertical máxima:**

$$\sigma = \frac{1603830 \text{ N}}{350 \cdot 500} = 9.134 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 93.14 \frac{\text{Kp}}{\text{mm}^2} \leq 150 \text{ kp/mm}^2 \leftrightarrow \text{CUMPLE}$$

#### **Limitación de la tensión tangencial total**

$$H = H_1 + H_2 = 350 \cdot 500 (0.243 + 0.415) = 115150 \text{ N}$$

$$\tau = \frac{115150}{350 \cdot 500} = 0.658 \leq 5G = 4.5 \leftrightarrow \text{CUMPLE}$$

#### **Condición de no deslizamiento**

$$f = 0.10 + \frac{6}{93.14} = 0.164$$

$$115150 \text{ N} < 0.16 \cdot 1603830 = 256612.8 \text{ N} \leftrightarrow \text{CUMPLE}$$

### **Condición de estabilidad**

a = 350 mm

T = 49 mm

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} = 35 \leq 49 \leq 70 \leftrightarrow \text{CUMPLE}$$

Por tanto, en cada pila se dispondrá de 4 aparatos de apoyo para apoyar las dos vigas, y en cada estribo se dispondrá de 2 aparatos de apoyo para cada viga con las siguientes características:

**NZ PJ-B: 350 x 500 x 5 (4+11)**

**Acero: S235**

**G = 0,9 MPa**





## **APÉNDICE Nº 4**

### **JUNTAS DE CALZADA**

**INDICE APÉNDICE Nº4. DIMENSIONAMIENTO DE LAS JUNTAS DE CALZADA**

1. INTRODUCCIÓN..... 224

3. MOVIMIENTOS EN EL PLANO DE LA JUNTA. .... 224

4. CÁLCULOS..... 225

5. RECORRIDOS DE LA JUNTA. .... 226

6. TIPO DE JUNTA. .... 226

    6.1. JUNTA CENTRAL. .... 228

    6.2. JUNTA LATERAL. .... 228

## 1. INTRODUCCIÓN.

El objetivo de este Apéndice 4 del *Anejo CÁLCULO ESTRUCTURAL* es realizar el diseño y cálculo de las juntas de calzada, en él se recogen y describe los materiales utilizados, las hipótesis de carga, los métodos de cálculo y los resultados del mismo.

El puente objeto de este proyecto dispondrá de 3 juntas, una en cada extremo del puente y otra en el centro como se puede ver a continuación:

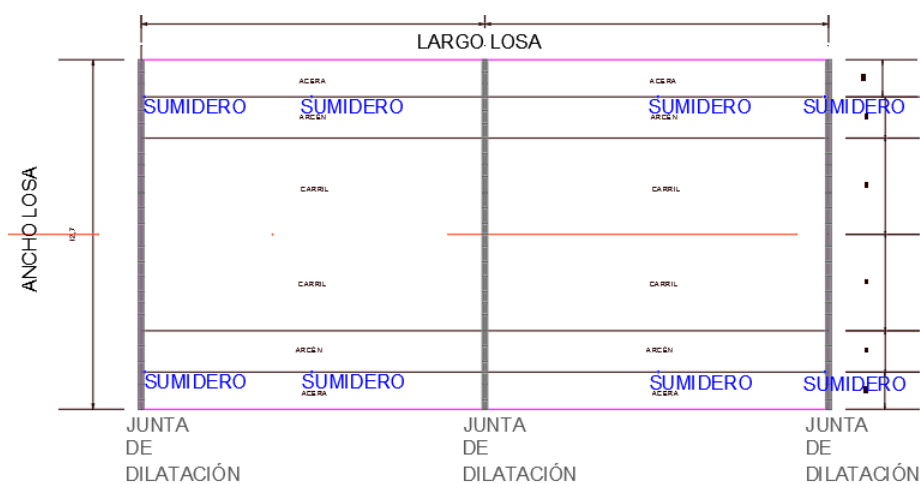


Ilustración 65. Juntas de calzada

## 2. CONDICIONES GENERALES.

Las juntas son dispositivos deformables principalmente en su plano, capaces de asegurar el tránsito de los vehículos a través de las zonas de discontinuidad de los enlaces entre los distintos tramos estructurales de un puente o entre estos y los muretes de guarda de los estribos, bajo cualquier sollicitación contemplada en la normativa vigente y en condiciones de seguridad, comodidad, estanqueidad y durabilidad.

La conveniencia de resguardar la estructura de la agresión de las aguas pluviales, de los fundentes y de los vertidos ocasionales de fluidos en la calzada, añade dificultad al diseño de la junta en sí para conseguir una impermeabilidad efectiva que garantice la protección de la estructura. Es preciso que la junta resulte totalmente hermética en toda la anchura del tablero incluidas aceras y barreras. Esta hermeticidad debe darse tanto en la propia junta como en el encuentro de la impermeabilización del tablero con la junta.

## 3. MOVIMIENTOS EN EL PLANO DE LA JUNTA.

Deformaciones impuestas o cambios de configuración por retracción y fluencia del hormigón estructural, si lo hay, y por los cambios térmicos sufridos por el tablero. Los desplazamientos relativos en las juntas dependen de la situación y rigideces de apoyos, juntas y pilas y se obtienen del modelo estructural adoptado, en el que figurarán los distintos materiales con sus propiedades elásticas, correspondientes a acciones lentas. La determinación de las acciones bajo las que se analizará la estructura seguirá las instrucciones vigentes (EHE, IAP). Tendrá en cuenta que los

desplazamientos por retracción y fluencia del hormigón significativos para la selección de las juntas corresponden a la parte residual de estos procesos diferidos desarrollada desde la instalación de la junta hasta el fin de la vida útil del puente.

Fuerzas debidas al frenado, viento y sismo. Las instrucciones vigentes sobre las acciones a considerar en el cálculo de puentes caracterizarán estas solicitaciones cuyos efectos relevantes para la determinación de las juntas se obtendrán de acuerdo con el modelo estructural adoptado para el puente, en el que se considerarán las propiedades elásticas de los materiales asociadas a las acciones rápidas.

#### 4. CÁLCULOS.

##### DEFORMACIONES LENTAS.

- $\text{Retracción} = \varepsilon_{\text{retracción}} \cdot L = 0.00036 \cdot 250000 = 9 \text{ mm}$   
 $\text{Retracción/apoyo} = 9 / 2 = 4.5 \text{ mm}$
- $\text{Fluencia} = \varepsilon_{\text{fluencia}} \cdot L = 0.00052 \cdot 25000 = 13 \text{ mm}$   
 $\text{Fluencia/apoyo} = 13 / 2 = 6.5 \text{ mm}$
- $\text{Temperatura} = \alpha \cdot T \cdot L$ 
  - Incremento térmico =  $10 \cdot 10^{-6} \cdot 59.73 \cdot 25000 = 14.93 \text{ mm}$
  - Incremento térmico/apoyo =  $14.93 / 2 = 7.466 \text{ mm}$
  - Decremento térmico =  $10 \cdot 10^{-6} \cdot 7.55 \cdot 25000 = 1.8875 \text{ mm}$
  - Decremento término/apoyo =  $1.8875 / 2 = 0.94375 \text{ mm}$

##### Deformaciones totales lentas:

**Expansión = 7,46 mm**

**Contracción = 4,5 + 6,5 + 0.94375 = 11.943 mm**

##### ACCIONES INSTANTÁNEAS

- Frenado:  
 $Q_{\text{frenado total}} = 393.75 \text{ KN}$   
 $Q_{\text{frenado/apoyo}} = 393.75 \text{ KN} / 8 = 49.21 \text{ KN}$   
 $U_{\text{frenado}} = 49210 \cdot \frac{49}{0.9 \cdot 350 \cdot 500} = 7.65 \text{ mm}$
- Viento:  
 $Q_{\text{viento longitudinal}} = 54.73 \text{ KN}$   
 $Q_{\text{viento longitudinal/apoyo}} = 54.73 / 8 = 6.84 \text{ KN}$   
 $U_{\text{viento}} = 6840 \text{ N} \cdot \frac{49}{0.9 \cdot 350 \cdot 500} = 1.064 \text{ mm}$

##### Deformaciones totales por acciones instantáneas:

**Expansión = 7.65 + 1.064 = 8.714 mm**

**Contracción = 7.65 + 1.064 = 8.714 mm**

## **5. RECORRIDOS DE LA JUNTA.**

### **JUNTA CENTRAL**

Expansión( $u_1$ )=  $2 \cdot (7.466 + 8.714) = 32.36$  mm

Contracción ( $u_2$ )=  $2 \cdot (11.943 + 8.714) = 41.314$  mm

Recorrido total=  $u_1 + u_2 = 32.36 + 41.314 = 73.674$  mm  $\sim 74$  mm

### **JUNTA LATERAL**

Expansión( $u_1$ )=  $7.466 + 8.714 = 16.18$  mm

Contracción ( $u_2$ )=  $11.9 + 8.714 = 20.614$

Recorrido total=  $u_1 + u_2 = 36.79$  mm  $\sim 40$  mm

## **6. TIPO DE JUNTA.**

Dados los resultados obtenidos en el cálculo de los recorridos de las juntas, se optará por juntas de perfiles de elastómero armado ya que tienen un rango de aplicación que resulta aceptable para nuestro modelo.

### **PERFILES DE ELASTÓMERO ARMADO**

Consisten en un bloque prismático de caucho entallado y armado con chapas de acero embutidas, con una morfología adecuada para permitir deformaciones en su plano, normales al mismo y giros, con cuantía en función de sus dimensiones y diseño.

Se disponen anclados a ambos lados de la junta mediante anclajes fijados químicamente. No obstante, para evitar una excesiva proximidad de los pernos al borde de la junta, se pueden anclar mediante un sistema que proporciona mayor flexibilidad en las operaciones de colocación además de mejorar la capacidad de anclaje.

Entre la junta y el pavimento asfáltico es fundamental disponer una zona de transición con mortero u otro producto que garantice la protección de la junta.

El ancho de la junta suele ser de 230 a 1200 mm.

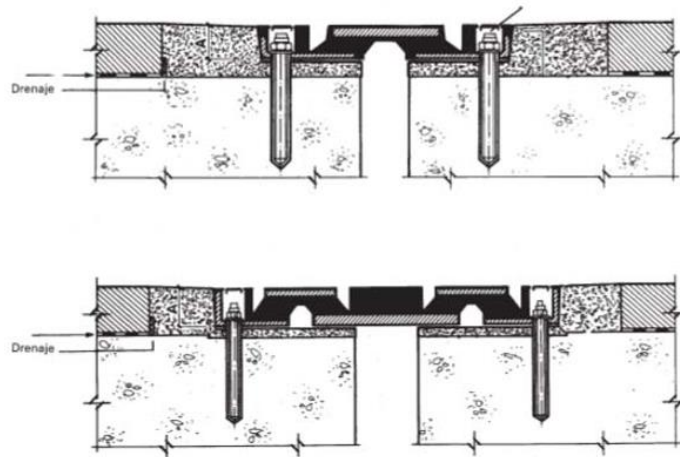


Ilustración 66. Juntas con perfil elastómero armado

### Aplicaciones

Puentes con cualquier tipo de tráfico, ligero o pesado, con luces medias o grandes, permitiendo distancias entre juntas de valor importante (hasta unos 400 m en el caso de estructuras de hormigón pretensado de nueva construcción).

### Rango

En función del tamaño y diseño del perfil:

- RANGO HORIZONTAL: hasta  $\pm 165$  mm.
- RANGO VERTICAL: hasta  $\pm 6$  mm (4% del rango horizontal)
- ESVAJE:  $\leq 90^\circ$

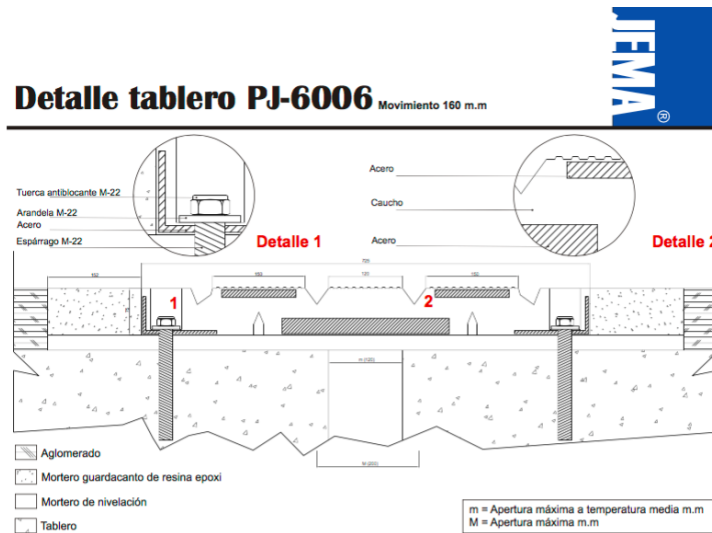
La colocación de una junta con un fuerte esviaje limita el rango, disminuyéndolo con respecto a los valores sin esviaje.

### Características

Admiten grandes movimientos, pero presentan rigidez apreciable. Si se prevén giros o desplazamientos verticales en juntas de gran tamaño, la zona central, entre ranuras de deformación, debe tener recubrimiento inferior de elastómero de suficiente espesor para adaptar su apoyo en la cama de asiento a ambos a lados del espacio entre tableros y evitar su deterioro.

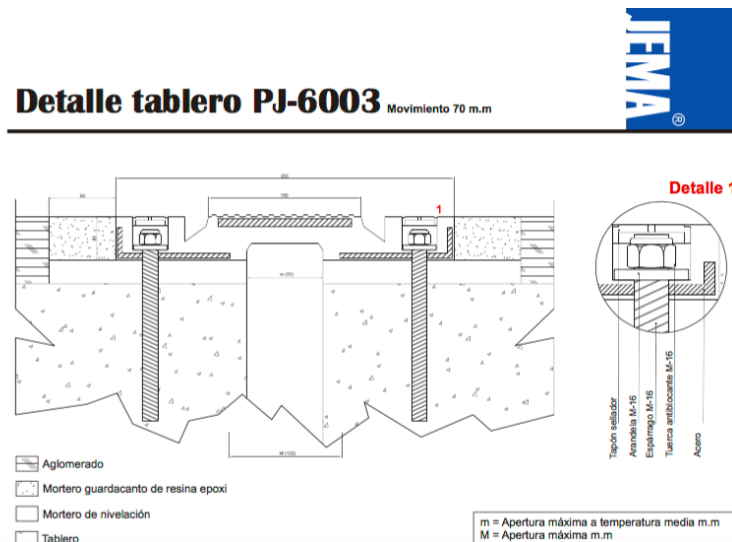
Tiene una vida útil de unos 10 años.

## 6.1. JUNTA CENTRAL.



- Movimiento = 74 mm
- Apertura máxima a temperatura media = 70 mm
- Apertura máxima = 82 mm

## 6.4.6.2. JUNTA LATERAL.



- Movimiento = 40
- Apertura máxima a temperatura media = 120 mm
- Apertura máxima = 200 mm





## **APÉNDICE Nº 5**

### **PILA**

## ÍNDICE APÉNDICE Nº 5. CÁLCULO DE LA PILA.

1.	INTRODUCCIÓN .....	232
2.	MATERIALES .....	232
2.1.	HORMIGÓN.....	232
2.2.	ACERO .....	236
3.	OBTENCIÓN DE LAS CARGAS EN CABEZA DE LA PILA .....	240
3.1.	CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO. ....	240
3.2.	CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. ....	241
4.	COMBINACIONES DE ACCIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS PILAS .....	241
4.1.	CONSIDERACIONES GENERALES. ....	241
4.2.	COMBINACIONES PARA ELU EN SITUACIÓN PERMANENTE O TRANSITORIA.....	242
4.3.	COMBINACIONES PARA ELU EN SITUACIÓN ACCIDENTAL .....	248
4.4.	COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACIÓN POCO PROBABLE O CARACTERÍSTICA .....	254
4.5.	COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACIÓN CUASIPERMANENTE.....	260
5.	ESTADOS LÍMITE .....	262
5.1.	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN. ....	262
5.1.1.	INTRODUCCIÓN.....	262
5.1.2.	APARICIÓN DE FISURAS POR COMPRESIÓN. ....	263
5.1.3.	FISURACIÓN POR TRACCIÓN. ....	263
5.2.	ELU DE AGOTAMIENTO POR TENSIONES A FLEXIÓN COMPUESTA. ....	267
5.2.1.	CONSIDERACIONES GENERALES. ....	267
5.2.2.	CÁLCULO Y RESULTADOS. ....	267
5.3.	ELU DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES TANGENCIALES.....	273
5.3.1.	CONSIDERACIONES GENERALES.....	273
5.3.2.	CÁLCULOS Y RESULTADOS.....	273
5.4.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE INESTABILIDAD.....	276
5.4.1.	CONSIDERACIONES GENERALES.....	276
5.4.2.	CÁLCULOS Y RESULTADOS.....	276
6.	DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA DEL DINTEL. ....	277
6.1.	CONSIDERACIONES GENERALES. ....	277
6.2.	CREACIÓN DEL MODELO DE BIELAS Y TIRANTES.....	278
6.3.	CÁLCULOS Y RESULTADOS. ....	278
7.	EJECUCIÓN Y CONTROL. ....	280
7.1.	DESCIMBRADO, DESENCOFRADO Y DESMOLDEO.....	280
7.2.	CURADO DEL HORMIGÓN.....	281
7.3.	CONTROL ESTADÍSTICO DEL HORMIGÓN.....	282

## 1. INTRODUCCIÓN

El objeto de estudio de este apartado es el de realizar el diseño y cálculo de las pilas de hormigón armado, en él se recogen y describe los materiales utilizados, las hipótesis de carga, los métodos de cálculo y los resultados del mismo.

Se proyectará un sistema de dos pilas por apoyo. La pila está compuesta por un dintel en forma de martillo y una columna de forma circular con un diámetro de 1,5 metros. La altura de las pilas varía debido a la pendiente longitudinal. Para el dimensionamiento y verificación de las pilas se ha utilizado la mayor de las alturas (6 metros)

## 2. MATERIALES

### 2.1. HORMIGÓN.

#### 2.1.1. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 13/02/2017

Hora: 19:34:04

#### Características mecánicas del hormigón

### 1 Datos

Tipo de hormigón : HA-30  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $\gamma_c$  = 1.50  
 $\alpha_{cc}$  = 1.00  
Hormigón de cem. normales y endurecimiento rápido  
Tipo de árido: Cuarcita  
Canto del elemento en mm: 1800

### 2 Resultados

t[días]	fck	fcm	fctm	fctk	fct,fl	Ec	Ecm
3	17.9	22.7	1.7	1.2	1.7	28782	24495
7	23.4	29.6	2.3	1.6	2.3	31152	26512
14	27.0	34.3	2.6	1.8	2.6	32551	27703
28	30.0	38.0	2.9	2.0	2.9	33578	28577
90	33.5	42.4	3.1	2.2	3.1	34710	29540
360	35.9	45.5	3.3	2.3	3.3	35444	30165
10000	38.0	48.2	3.4	2.4	3.4	36050	30680

Todos los valores en MPa

## 2.1.2. CARACTERÍSTICAS REOLÓGICAS DEL HORMIGÓN.



### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 13/02/2017  
Hora: 19:32:59

#### Características reológicas del hormigón

##### 1 Datos

###### - Hormigón

Tipo de hormigón : HA-30  
fck [MPa] = 30.00  
 $\gamma_c$  = 1.50  
 $\alpha_{cc}$  = 1.00  
Hormigón de endurecimiento Normal

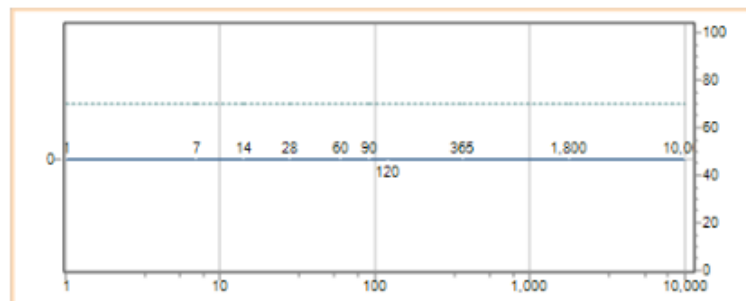
###### - Sección

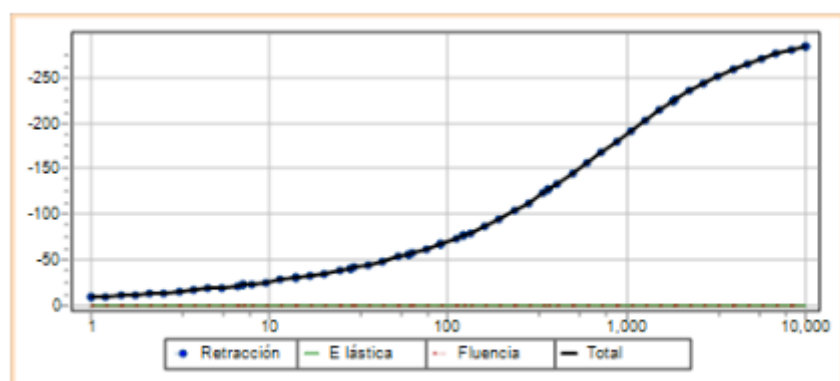
Ac [m<sup>2</sup>] = 1.76715  
u [m] = 4.7124  
e [mm] = 750.00

###### - Tiempo de Curado = 0 días

###### - Historia de tensiones y humedades relativas

Tensiones		Humedad relativa	
t0 [días]	$\sigma$ [MPa]	t [días]	HR [%]
1	0.0	1	70
7	0.0	7	70
14	0.0	14	70
28	0.0	28	70
60	0.0	60	70
90	0.0	90	70
120	0.0	120	70
365	0.0	365	70
1800	0.0	1800	70
10000	0.0	10000	70





### 2.1.3. ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL HORMIGÓN



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 13/02/2017

Hora: 19:36:26

#### Ecuación constitutiva del hormigón

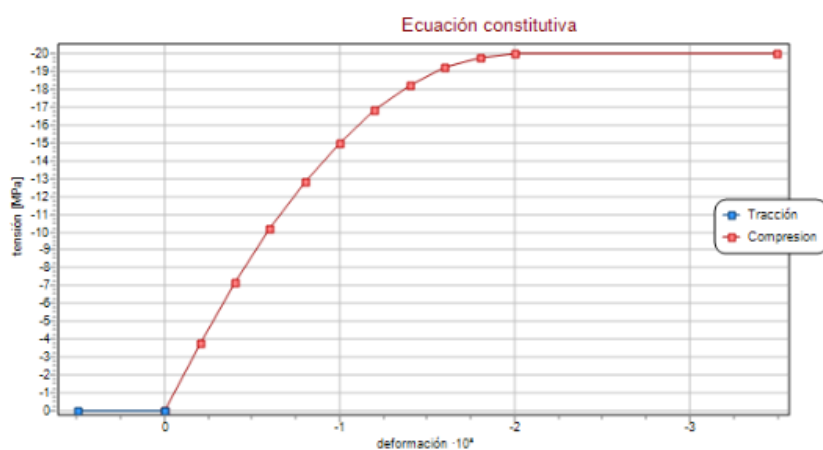
##### 1 Datos

###### - Hormigón

Tipo de hormigón : HA-30  
 $f_{ck}$  (MPa) = 30.00  
 $\gamma_c$  = 1.50  
 $\alpha_{cc}$  = 1.00

###### - Ecuación constitutiva

Compresión		Tracción	
$\varepsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0.00	0.00	0.00	0.00
-0.20	-3.80	0.50	0.00
-0.40	-7.20		
-0.60	-10.20		
-0.80	-12.80		
-1.00	-15.00		
-1.20	-16.80		
-1.40	-18.20		
-1.60	-19.20		
-1.80	-19.80		
-2.00	-20.00		
-3.50	-20.00		



## 2.2. ACERO

### 2.2.1. IDENTIFICACION DE LOS REDONDOS CORRUGADOS.

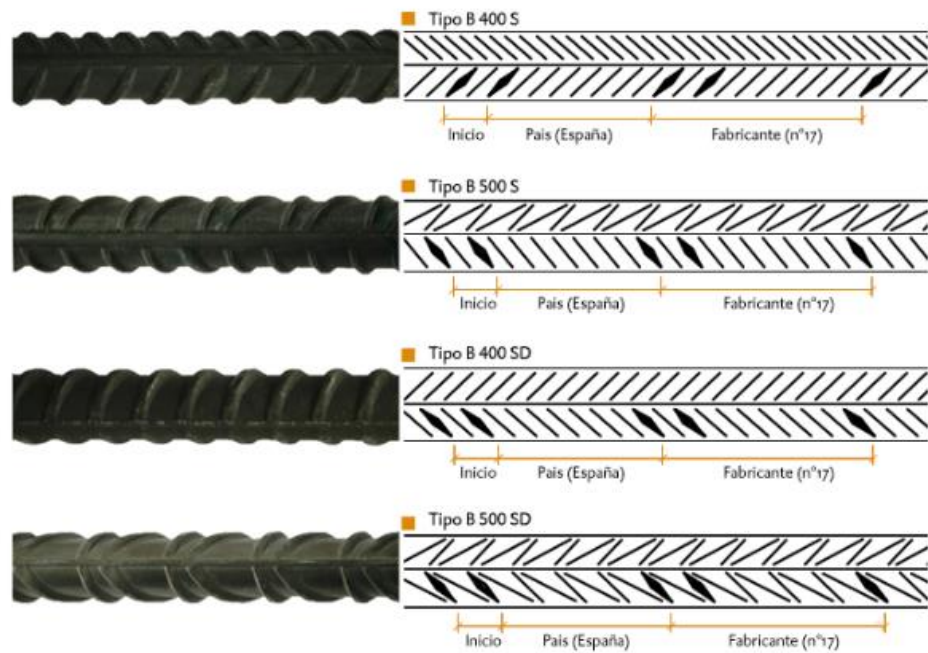


#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 13/02/2017  
Hora: 19:36:52

#### Identificación de los redondos corrugados





## 2.2.2. ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL ACERO.



### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA

Fecha: 13/02/2017

Hora: 19:37:07

#### Ecuación constitutiva del hormigón

##### 1 Datos

###### - Hormigón

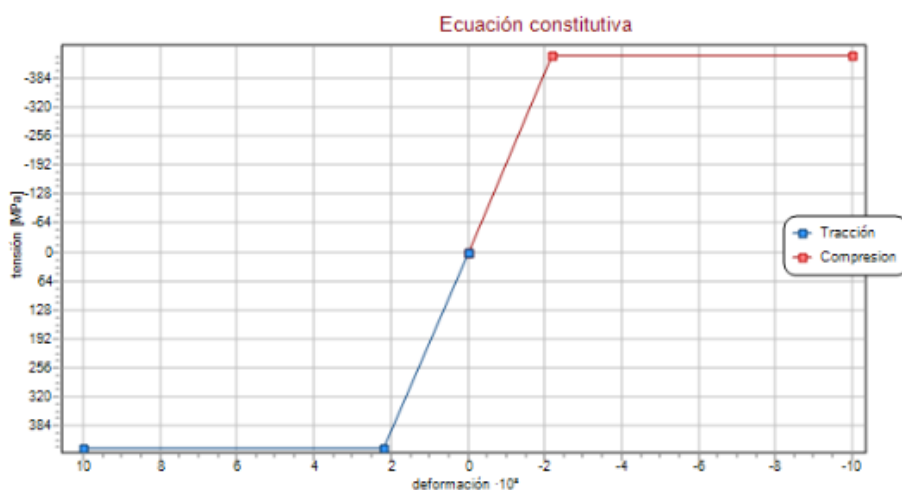
Tipo de hormigón : B-500-S

$f_{yk}$  (MPa) = 500.00

$\gamma_s$  = 1.15

###### - Ecuación constitutiva

Compresión		Tracción	
$\varepsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0.00	0.00	0.00	0.00
-2.17	-434.78	2.17	434.78
-10.00	-434.78	10.00	434.78



### 2.2.3. CARACTERÍSTICAS DEL ACERO.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 13/02/2017  
Hora: 19:37:36

#### Características mecánicas del acero

- Características mecánicas mínimas garantizadas de las barras corrugadas

Tipo de acero		Acero soldable		Acero soldable con características especiales de ductilidad	
Designación		B 400 S	B 500 S	B 400 SD	B 500 SD
Límite elástico $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ] (1)		$\geq 400$	$\geq 500$	$\geq 400$	$\geq 500$
Carga unitaria de rotura $f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ] (1)		$\geq 440$	$\geq 550$	$\geq 480$	$\geq 575$
Alargamiento en rotura $\epsilon_{u5}$ [%]		$\geq 14$	$\geq 12$	$\geq 20$	$\geq 16$
Alargamiento total bajo carga máxima, $\epsilon_{máx}$ [%]	Acero suministrado en barra	$\geq 5.0$	$\geq 5.0$	$\geq 7.5$	$\geq 7.5$
	Acero suministrado en rollo (3)	$\geq 7.5$	$\geq 7.5$	$\geq 10.0$	$\geq 10.0$
Relación $f_s/f_y$ en ensayos (2)		$\geq 1.05$	$\geq 1.05$	$\geq 1.20$ $\leq 1.35$	$\geq 1.15$ $\leq 1.35$
Relación $f_{y,real}/f_{y,nominal}$		-----	-----	$\leq 1.20$	$\leq 1.25$

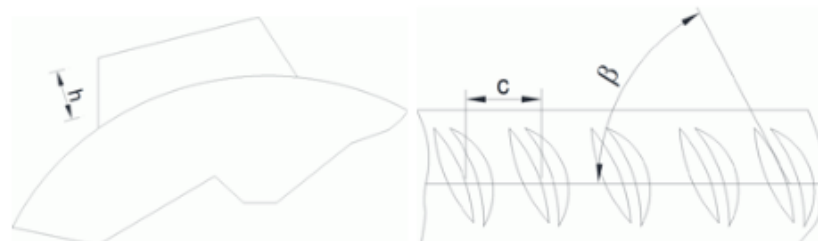
(1) Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal.

(2) Relación entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico obtenida en cada ensayo.

(3) En el caso de aceros corrugados procedentes de suministros en rollo, los resultados pueden verse afectados por el método de preparación de la muestra para su ensayo, que deberá hacerse conforme a lo indicado en el Anejo 23. Considerando la incertidumbre que puede conllevar dicho procedimiento, pueden aceptarse aceros que presenten valores característicos de  $\epsilon_{máx}$  que sean inferiores en un 0.5% a los que recoge la tabla para estos casos.

$\phi$ [mm]	Condiciones de adherencia			Ensayo de doblado/desdoblado
	Geometría de las corrugas (UNE EN 10080)			Diámetro de los mandriles [mm] $\alpha=90^\circ$ $\beta=20^\circ$
	$h$ [mm]	$c$ [mm]	$\beta$ [°]	
6	0.18 a 0.90	2.4 a 7.2	35 a 75	30
8	0.24 a 1.20	3.2 a 9.6	35 a 75	40

10	0.30 a 1.50	4.0 a 12.0	35 a 75	50
12	0.36 a 1.80	4.8 a 14.4	35 a 75	60
14	0.42 a 2.10	5.6 a 16.8	35 a 75	70
16	0.48 a 2.40	6.4 a 19.2	35 a 75	80
20	0.60 a 3.00	8.0 a 24.0	35 a 75	160
25	0.75 a 3.75	10.0 a 30.0	35 a 75	200
32	0.96 a 4.80	12.8 a 38.4	35 a 75	320
40	1.20 a 6.00	16.0 a 48.0	35 a 75	400



### 3. OBTENCIÓN DE LAS CARGAS EN CABEZA DE LA PILA

#### 3.1. CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.

##### FUERZAS VERTICALES ACTUANTES EN LA PILA

-EN SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA Y ACCIDENTAL:

- En la hipótesis en que las dos vigas estén cargadas al máximo:

$$N_{d1} = 3207.66 + 3207.66 + 1.35 \cdot PP = 3207.66 + 3207.66 + 1.35 \cdot 406.42 = 6936.987 \text{ KN}$$

- En la hipótesis en que las dos vigas estén cargadas al mínimo:

$$N_{d2} = 2510.15 + 2510.15 + PP = 2510.15 + 2510.15 + 406.42 = 5426.72 \text{ KN}$$

- En la hipótesis en que una viga este cargada al máximo y la otra al mínimo:

$$N_{d3} = 3207.66 + 2510.15 + 1.35 \cdot PP = 3207.66 + 2510.15 + 1.35 \cdot 406.42 = 6266.47 \text{ KN}$$

En esta última hipótesis existe un momento producido por la excentricidad de los axiles:

$$M_{\text{ext}} = (3207.66 - 2510.15) \cdot 0.56 = 390.6 \text{ KN/m}$$

##### FUERZAS HORIZONTALES EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL ACTUANTES EN LA PILA

- VIGA 1

Frenado = 98.42 KN

Viento = 13.68 KN

Temperatura =  $2 \cdot (0.9 \cdot 0.943 \cdot ((350 \cdot 500)/49)) = 6.06 \text{ KN}$

Retracción =  $2 \cdot (0.9 \cdot 4.5 \cdot ((350 \cdot 500)/49)) = 28.9 \text{ KN}$

Fluencia =  $2 \cdot (0.9 \cdot 6.5 \cdot ((350 \cdot 500)/49)) = 41.78 \text{ KN}$

- VIGA 2

Frenado = 98.42 KN

Viento = 13.68 KN

Temperatura = - 6.06 KN

Retracción = -28.9 KN

Fluencia = - 41.78 KN

IMPACTO = 500 KN, aplicados a 1.5 m de la base de la pila.

##### FUERZAS HORIZONTALES EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL ACTUANTES EN LA PILA

- VIENTO

Acción del viento actuante en el tablero:

Viento total por vano = 96.54 KN

Viento actuante en la pila por vano = 24.135 KN

Momento provocado por la acción del viento sobre la pila = 16.68 KNm

Cortante provocado por la acción del viento sobre la pila = 4.99 KN

IMPACTO = 1000 KN, aplicados a 1.5 m de la base de la pila.

### 3.2. CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

#### FUERZAS VERTICALES ACTUANTES EN LA PILA

EN SITUACIÓN POCO PROBABLE O CARACTERÍSTICA:

- En la hipótesis en que las dos vigas estén cargadas al máximo:

$$N_{d1} = 2273.27 + 2273.27 + PP = 2273.27 + 2273.27 + 406.42 = 4952.96 \text{ KN}$$

- En la hipótesis en que las dos vigas estén cargadas al mínimo:

$$N_{d2} = 1499.06 + 1499.06 + PP = 1499.06 + 1499.06 + 406.42 = 3404.54 \text{ KN}$$

- En la hipótesis en que una viga este cargada al máximo y la otra al mínimo:

$$N_{d3} = 1499.06 + 2273.27 + PP = 1499.06 + 2273.27 + 406.42 = 4178.72 \text{ KN}$$

En esta última hipótesis existe un momento producido por la excentricidad de los axiles:

$$M_{ext} = (2273.27 - 1499.06) \cdot 0.56 = 433.55 \text{ KN/m}$$

EN SITUACIÓN CUASIPERMANENTE:

- En esta situación existirá una única hipótesis:

$$N_d = 2998.12 \text{ KN}$$

#### FUERZAS HORIZONTALES EN LA PILA

Las fuerzas horizontales tanto en la dirección longitudinal como en la dirección transversal serán iguales a las calculadas para el Estado Límite Último, ya que los coeficientes parciales y los factores de simultaneidad referentes al Estado Límite de Servicio se aplican en sus respectivas tablas.

### 4. COMBINACIONES DE ACCIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS PILAS

#### 4.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

Para cada pila se buscan las combinaciones de cargas en situación permanente o transitoria en el Estado Límite Último y en las combinaciones del Estado Límite de Servicio situación de proyecto se identificarán las siguientes hipótesis:

-CASO 1A:

Axil  $N_{d1}$  con los momentos provocados por  $F_x$  y  $F_y$  concomitantes, con viento<sub>y</sub> = 0.

- CASO 1B:

Axil  $N_{d1}$  con los momentos provocados por  $F_x$  y  $F_y$  concomitantes, con viento<sub>x</sub> = 0.

- CASO 2A:

Axil  $N_{d2}$  con los momentos provocados por  $F_x$  y  $F_y$  concomitantes, con viento<sub>y</sub> = 0.

- CASO 2B:

Axil  $N_{d2}$  con los momentos provocados por  $F_x$  y  $F_y$  concomitantes, con viento<sub>x</sub> = 0.

- CASO 3A:

Axil  $N_{d3}$  con los momentos provocados por  $F_x$  y  $F_y$  concomitantes, con viento<sub>y</sub> = 0.

- CASO 3B:

Axil  $N_{d3}$  con los momentos provocados por  $F_x$  y  $F_y$  concomitantes, con viento<sub>x</sub> = 0.

#### 4.2. COMBINACIONES PARA ELU EN SITUACIÓN PERMANENTE O TRANSITORIA CASO 1A

Carga predominante: Frenado

	PILA Nd	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
		6936.987						
VIGA 1	FRENADO		98.42	1.35	132.867	0		0
	VIENTO		13.68	0.9	12.312		0.9	0
	TEMPERATUA		6.06	0.9	5.454			0
	RETRACCIÓN		28.9	1.35	39.015	0		0
	FLUENCIA		41.78	1.35	56.403	0		0
VIGA 1	FRENADO		98.42	1.35	132.867	0		0
	VIENTO		13.68	0.9	12.312		0.9	0
	TEMPERATUA		-6.06	0	0	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	TOTAL	6936.9987			320.55			0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
N(KN)	6936.987
F <sub>x</sub> (KN)	320.55
F <sub>y</sub> (KN)	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	M <sub>ext</sub> (KNm)	TOTAL(KNm)
M <sub>x</sub>	320.55	5.85	1875.21	0	1875.2175
M <sub>y</sub>	0	5.85	0	0	0

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

N(KN)	6936.987
M <sub>x</sub> (KNm)	1875.2175
M <sub>y</sub> (KNm)	0

$V_x(\text{KN})$	320.55
$V_y(\text{KN})$	0

#### **CASO 1B**

	PILA Nd	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
		6936.987						
VIGA 1	FRENADO		98.42	1.35	132.867	0		0
	VIENTO		0	0.9	0	24.135	0.9	21.7215
	TEMPERATURA		6.06	0.9	5.454	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1.35	39.015	0		0
	FLUENCIA		41.78	1.35	56.403	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1.35	132.867	0		0
	VIENTO		0	0.9	0	24.135	0.9	21.7215
	TEMPERATUA		-6.06	0	0	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	TOTAL	6936.987			295.926			43.443

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
$N(\text{KN})$	6936.987
$F_x(\text{KN})$	295.926
$F_y(\text{KN})$	43.443

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	$M_{\text{ext}}(\text{KNm})$	TOTAL(KNm)
$M_x$	295.926	5.85	1731.1671	0	1731.1671
$M_y$	43.443	5.85	254.14155	16.68	270.8216

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

$N(\text{KN})$	6936.987
$M_x(\text{KNm})$	1731.1671
$M_y(\text{KNm})$	270.8216

$V_x(\text{KN})$	295.926
$V_y(\text{KN})$	48.43

## CASO 2A

Carga predominante :Frenado

	PILA	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
	Nd	5426.72						
VIGA 1	FRENADO		98.42	1.35	132.867	0		0
	VIENTO		13.68	0.9	12.312	0	0.9	0
	TEMPERATURA		6.06	0.9	5.454	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1.35	39.015	0		0
	FLUENCIA		41.78	1.35	56.403	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1.35	132.867	0		0
	VIENTO		13.68	0.9	12.312	0	0.9	0
	TEMPERATUA		-6.06	0	0	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	TOTAL	5426.72			320.55			0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
$N(\text{KN})$	5426.72
$F_x(\text{KN})$	320.55
$F_y(\text{KN})$	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	$M_{\text{ext}}(\text{KNm})$	TOTAL(KNm)
$M_x$	320.55	5.85	1875.217	0	1875.2175
$M_y$	0	5.85	0	0	0

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

$N(\text{KN})$	5426.72
$M_x(\text{KNm})$	1875.2175



$M_y(\text{KNm})$	0
$V_x(\text{KN})$	320.55
$V_y(\text{KN})$	0

### CASO 2B

	PILA	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
	Nd	5426.72						
VIGA 1	FRENADO		98.42	1.35	132.867	0		0
	VIENTO		0	0.9	0	24.135	0.9	21.7215
	TEMPERATURA		6.06	0.9	5.454	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1.35	39.015	0		0
	FLUENCIA		41.78	1.35	56.403	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1.35	132.867	0		0
	VIENTO		0	0.9	0	24.135	0.9	21.7215
	TEMPERATURA		-6.06	0	0	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	TOTAL	5426.72			295.926			43.443

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
$N(\text{KN})$	5426.72
$F_x(\text{KN})$	295.926
$F_y(\text{KN})$	43.43

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	$M_{\text{ext}}(\text{KNm})$	TOTAL(KNm)
$M_x$	295.926	5.85	1731.16	0	1731.167
$M_y$	43.43	5.85	254.14	16.68	270.87

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

$N(\text{KN})$	5426.72
$M_x(\text{KNm})$	1731.167

<b>M<sub>y</sub>(KNm)</b>	270.82
<b>V<sub>x</sub>(KN)</b>	295.92
<b>V<sub>y</sub>(KN)</b>	48.43

### **CASO 3A**

Carga predominante: Frenado

	<b>PILA Nd</b>	<b>Fdz (kN)</b> 6266.47	<b>Fx (kN)</b>	<b>Coef. Combi.</b>	<b>Fdx (kN)</b>	<b>Fy (kN)</b>	<b>Coef. Combi.</b>	<b>Fdy (kN)</b>
<b>VIGA 1</b>	<b>FRENADO</b>		98.42	1.35	132.867	0		0
	<b>VIENTO</b>		13.68	0.9	12.312	0	0.9	0
	<b>TEMPERATURA</b>		6.06	0.9	5.454	0		0
	<b>RETRACCIÓN</b>		28.9	1.35	39.015	0		0
	<b>FLUENCIA</b>		41.78	1.35	56.403	0		0
<b>VIGA 2</b>	<b>FRENADO</b>		98.42	1.35	132.867	0		0
	<b>VIENTO</b>		13.68	0.9	12.312	0	0.9	0
	<b>TEMPERATUA</b>		-6.06	0	0	0		0
	<b>RETRACCIÓN</b>		-28.9	1	-28.9	0		0
	<b>FLUENCIA</b>		-41.78	1	-41.78	0		0
	<b>TOTAL</b>	6266.47			320.55			0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

<b>ACCIONES EN CABEZA DE PILA</b>	
<b>N(KN)</b>	626..47
<b>F<sub>x</sub>(KN)</b>	320.55
<b>F<sub>y</sub>(KN)</b>	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

<b>MOMENTO</b>	<b>F(KN)</b>	<b>L(m)</b>	<b>M(KNm)</b>	<b>M<sub>ext</sub>(KNm)</b>	<b>TOTAL(KNm)</b>
<b>M<sub>x</sub></b>	320.55	5.85	1875.1275	390.6	2265.8175
<b>M<sub>y</sub></b>	0	5.85	0	0	0

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

<b>N(KN)</b>	6266.47
<b>M<sub>x</sub>(KNm)</b>	2265.8175

<b>M<sub>y</sub>(KNm)</b>	0
<b>V<sub>x</sub>(KN)</b>	320.55
<b>V<sub>y</sub>(KN)</b>	0

### **CASO 3B**

	<b>PILA Nd</b>	<b>Fdz (kN)</b>	<b>Fx (kN)</b>	<b>Coef. Combi.</b>	<b>Fdx (kN)</b>	<b>Fy (kN)</b>	<b>Coef. Combi.</b>	<b>Fdy (kN)</b>
		6266.47						
<b>VIGA 1</b>	<b>FRENADO</b>		98.42	1.35	132.867	0		0
	<b>VIENTO</b>		0	0.9	0	24.135	0.9	21.7215
	<b>TEMPERATURA</b>		6.06	0.9	5.454	0		0
	<b>RETRACCIÓN</b>		28.9	1.35	39.015	0		0
	<b>FLUENCIA</b>		41.78	1.35	56.403	0		0
<b>VIGA 2</b>	<b>FRENADO</b>		98.42	1.35	132.867	0		0
	<b>VIENTO</b>		0	0.9	0	24.135	0.9	21.7215
	<b>TEMPERATURA</b>		-6.06	0	0	0		0
	<b>RETRACCIÓN</b>		-28.9	1	-28.9	0		0
	<b>FLUENCIA</b>		-41.78	1	-41.78	0		0
	<b>TOTAL</b>	6266.47			295.926			43.443

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

<b>ACCIONES EN CABEZA DE PILA</b>	
<b>N(KN)</b>	6266.47
<b>F<sub>x</sub>(KN)</b>	295.926
<b>F<sub>y</sub>(KN)</b>	43.443

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

<b>MOMENTO</b>	<b>F(KN)</b>	<b>L(m)</b>	<b>M(KNm)</b>	<b>M<sub>ext</sub>(KNm)</b>	<b>TOTAL(KNm)</b>
<b>M<sub>x</sub></b>	295.926	5.85	1731.167	390.6	2121.7671
<b>M<sub>y</sub></b>	43.43	5.85	254.14	16.68	270.82155

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

<b>N(KN)</b>	6266.47
<b>M<sub>x</sub>(KNm)</b>	2121.7671
<b>M<sub>y</sub>(KNm)</b>	270.82155

$V_x(\text{KN})$	295.92
$V_y(\text{KN})$	48.43

#### 4.3. COMBINACIONES PARA ELU EN SITUACIÓN ACCIDENTAL

##### CASO 1A

	PILA Nd	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
		6936.99						
VIGA 1	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	TEMPERATURA		6.06	0.6	3.636	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1	28.9	0		0
	FLUENCIA		41.78	1	41.78	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	TEMPERATURA		-6.06	0.6	-3.636	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	IMPACTO		500			0		
	TOTAL	6936.99			196.84			0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
$N(\text{KN})$	6936.987
$F_x(\text{KN})$	196.84
$F_y(\text{KN})$	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F (kN)	L (m)	M (kNm)	$M_{\text{ext}}$ (kNm)	TOTAL (kNm)
$M_x$	196.84	5.85	1151.514		1151.514
$M_{x,\text{impacto}}$	500	1.5	750		750
$M_y$	0	5.85	0		0

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

$N(\text{KN})$	6936.987
$M_x(\text{KNm})$	1901.5
$M_y(\text{KNm})$	0

$V_x(\text{KN})$	696.8
$V_y(\text{KN})$	0

### **CASO 1B**

	PILA Nd	Fdz (kN) 6936.99	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
VIGA 1	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	TEMPERATURA		6.06	0.6	3.636	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1	28.9	0		0
	FLUENCIA		41.78	1	41.78	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	TEMPERATURA		-6.06	0.6	-3.636	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	IMPACTO		0			1000		
	TOTAL	6936.99			196.84			0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
$N(\text{KN})$	6936.987
$F_x(\text{KN})$	196.84
$F_y(\text{KN})$	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	$M_{\text{ext}}(\text{KNm})$	TOTAL(KNm)
$M_x$	196.84	5.85	1151.51		1151.514
$M_{x,\text{impacto}}$	1000	1.50	1500		1500
$M_y$	0	5.85	0		0

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

$N(\text{KN})$	6936.987
$M_x(\text{KNm})$	1151.514
$M_y(\text{KNm})$	1500
$V_x(\text{KN})$	196.84
$V_y(\text{KN})$	1000

## CASO 2A

	PILA Nd	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
		5426.72						
VIGA 1	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	TEMPERATURA		6.06	0.6	3.636	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1	28.9	0		0
	FLUENCIA		41.78	1	41.78	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	TEMPERATURA		-6.06	0.6	-3.636	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	IMPACTO		500		0	0		
	TOTAL	5426.72			196.84			0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
N(KN)	5426.72
F <sub>x</sub> (KN)	196.84
F <sub>y</sub> (KN)	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	M <sub>ext</sub> (KNm)	TOTAL(KNm)
M <sub>x</sub>	196.84	5.85	1151.514		1151.514
M <sub>x,impacto</sub>	500	1.50	750		750
M <sub>y</sub>	0	5.85	0		0

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

N(KN)	5426.72
M <sub>x</sub> (KNm)	19001.514
M <sub>y</sub> (KNm)	0
V <sub>x</sub> (KN)	696.84
V <sub>y</sub> (KN)	0

**CASO 2B**

	PILA Nd	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
		5426.72						
VIGA 1	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	TEMPERATUA		6.06	0.6	3.636	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1	28.9	0		0
	FLUENCIA		41.78	1	41.78	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	TEMPERATURA		-6.06	0.6	-3.636	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	IMPACTO		0			1000		
	TOTAL	5426.72			196.84			0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
N(KN)	5426.72
F <sub>x</sub> (KN)	196.84
F <sub>y</sub> (KN)	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	M <sub>ext</sub> (KNm)	TOTAL(KNm)
M <sub>x</sub>	196.84	5.85	1151.514		1151.514
M <sub>x,impacto</sub>	1000	1.50	1500		1500
M <sub>y</sub>	0	5.85	0		0

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

N(KN)	5426.72
M <sub>x</sub> (KNm)	1151.514
M <sub>y</sub> (KNm)	1500
V <sub>x</sub> (KN)	196.84
V <sub>y</sub> (KN)	1000

### CASO 3A

	PILA Nd	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
		6266.47						
VIGA 1	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	TEMPERATURA		6.06	0.6	3.636	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1	28.9	0		0
	FLUENCIA		41.78	1	41.78	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	TEMPERATURA		-6.06	0.6	-3.636	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
			500			0		
	TOTAL	6266.47			196.84			0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
N(KN)	6266.47
F <sub>x</sub> (KN)	196.84
F <sub>y</sub> (KN)	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	M <sub>ext</sub> (KNm)	TOTAL(KNm)
M <sub>x</sub>	196.84	5.85	390.6	0	1542.114
M <sub>x,impacto</sub>	500	1.50	750		750
M <sub>y</sub>	0	5.85	0		0

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

N(KN)	6266.7
M <sub>x</sub> (KNm)	2292.114
M <sub>y</sub> (KNm)	0
V <sub>x</sub> (KN)	696.84
V <sub>y</sub> (KN)	0



### CASO 3B

	PILA Nd	Fdz (kN) 6266.47	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
VIGA 1	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	TEMPERATURA		6.06	0.6	3.636	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1	28.9	0		0
	FLUENCIA		41.78	1	41.78	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	TEMPERATURA		-6.06	0.6	-3.636	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	IMPACTO		0			1000		
	TOTAL	6266.47			196.84			0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
N(KN)	6266.47
F <sub>x</sub> (KN)	196.84
F <sub>y</sub> (KN)	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	M <sub>ext</sub> (KNm)	TOTAL(KNm)
M <sub>x</sub>	196.84	5.85	1151.514	390.6	1542.114
M <sub>x, impacto</sub>	1000	1.5	1500		1500
M <sub>y</sub>	0	5.85	0		270.87

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

N(KN)	6626.47
M <sub>x</sub> (KNm)	1542.114
M <sub>y</sub> (KNm)	1500
V <sub>x</sub> (KN)	196.84
V <sub>y</sub> (KN)	1000

**4.4. COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACIÓN POCO PROBABLE O CARACTERÍSTICA**  
**CASO 1A**

	PILA	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
	Nd	4952.96						
VIGA 1	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	VIENTO		13.68	0.6	8.208	24.135	0	0
	TEMPERATURA		6.06	0.6	3.636	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1	28.9	0		0
	FLUENCIA		41.78	1	41.78	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	VIENTO		13.68	0.6	8.208	24.135	0	0
	TEMPERATURA		-6.06	0	0	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	TOTAL	4952.96			216.892			0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
N (kN)	4952.96
Fx (kN)	216.892
Fy (kN)	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	M <sub>ext</sub> (KNm)	TOTAL(KNm)
M <sub>x</sub>	216.892	5.85	1268.818	0	1257.812
M <sub>y</sub>	0	5.85	0		0

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

N(KN)	4952.96
M <sub>x</sub> (KNm)	1268.818
M <sub>y</sub> (KNm)	0

**CASO 1B**

	PILA Nd	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
		4952.96						
VIGA 1	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	VIENTO		13.68	0	0	24.135	0.6	14.481
	TEMPERATURA		6.06	0.6	3.636	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1	28.9	0		0
	FLUENCIA		41.78	1	41.78	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	VIENTO		13.68	0	0	24.135	0.6	14.481
	TEMPERATURA		-6.06	0	0	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	TOTAL	4952.96			200.476			28.962

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
N(KN)	4952.96
F <sub>x</sub> (KN)	200.476
F <sub>y</sub> (KN)	28.962

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	M <sub>ext</sub> (KNm)	TOTAL(KNm)
M <sub>x</sub>	200.476	5.85	1172.784		1172.784
M <sub>y</sub>	28.962	5.85	169.427	16.68	186.107

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

N(KN)	4952.96
M <sub>x</sub> (KNm)	1172.7846
M <sub>y</sub> (KNm)	186.107

**CASO 2A**

	PILA Nd	Fdz (kN) 3404.54	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
<b>VIGA 1</b>	<b>FRENADO</b>		98.42	1	98.42	0		0
	<b>VIENTO</b>		13.68	0.6	8.208	24.135	0	0
	<b>TEMPERATURA</b>		6.06	0.6	3.636	0		0
	<b>RETRACCIÓN</b>		28.9	1	28.9	0		0
	<b>FLUENCIA</b>		41.78	1	41.78	0		0
<b>VIGA 2</b>	<b>FRENADO</b>		98.42	1	98.42	0		0
	<b>VIENTO</b>		13.68	0.6	8.208	24.135	0	0
	<b>TEMPERATURA</b>		-6.06	0	0	0		0
	<b>RETRACCIÓN</b>		-28.9	1	-28.9	0		0
	<b>FLUENCIA</b>		-41.78	1	-41.78	0		0
	<b>TOTAL</b>	3404.54			216.892			0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

<b>ACCIONES EN CABEZA DE PILA</b>	
N(KN)	3404.54
F <sub>x</sub> (KN)	216.892
F <sub>y</sub> (KN)	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

<b>MOMENTO</b>	<b>F(KN)</b>	<b>L(m)</b>	<b>M(KNm)</b>	<b>M<sub>ext</sub>(KNm)</b>	<b>TOTAL(KNm)</b>
M <sub>x</sub>	216.892	5.85	1268.8182		1268.818
M <sub>y</sub>	0	5.85	0		0

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

<b>N(KN)</b>	3404.54
<b>M<sub>x</sub>(KNm)</b>	1268.818
<b>M<sub>y</sub>(KNm)</b>	0

**CASO 2B**

	PILA Nd	Fdz (kN) 3404.54	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
<b>VIGA 1</b>	<b>FRENADO</b>		98.42	1	98.42	0		0
	<b>VIENTO</b>		13.68	0	0	24.135	0.6	14.481
	<b>TEMPERATURA</b>		6.06	0.6	3.636	0		0
	<b>RETRACCIÓN</b>		28.9	1	28.9	0		0
	<b>FLUENCIA</b>		41.78	1	41.78	0		0
<b>VIGA 2</b>	<b>FRENADO</b>		98.42	1	98.42	0		0
	<b>VIENTO</b>		13.68	0	0	24.135	0.6	14.481
	<b>TEMPERATURA</b>		-6.06	0	0	0		0
	<b>RETRACCIÓN</b>		-28.9	1	-28.9	0		0
	<b>FLUENCIA</b>		-41.78	1	-41.78	0		0
	<b>TOTAL</b>	3404.54			200.476			28.962

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

<b>ACCIONES EN CABEZA DE PILA</b>	
<b>N(KN)</b>	3404.54
<b>F<sub>x</sub>(KN)</b>	200.476
<b>F<sub>y</sub>(KN)</b>	28.962

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

<b>MOMENTO</b>	<b>F(KN)</b>	<b>L(m)</b>	<b>M(KNm)</b>	<b>M<sub>ext</sub>(KNm)</b>	<b>TOTAL(KNm)</b>
<b>M<sub>x</sub></b>	200.476	5.85	1172.784		1172.784
<b>M<sub>y</sub></b>	28.962	5.85	169.4277	16.68	186.1077

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

<b>N(KN)</b>	3404.54
<b>M<sub>x</sub>(KNm)</b>	1172.7846
<b>M<sub>y</sub>(KNm)</b>	186.107

**CASO 3A**

	PILA Nd	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
		4178.72						
VIGA 1	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	VIENTO		13.68	0.6	8.208	24.135	0	0
	TEMPERATURA		6.06	0.6	3.636	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1	28.9	0		0
	FLUENCIA		41.78	1	41.78	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	VIENTO		13.68	0.6	8.208	24.135	0	0
	TEMPERATURA		-6.06	0	0	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	TOTAL	4178.72			216.892			0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
N(KN)	4178.72
F <sub>x</sub> (KN)	216.892
F <sub>y</sub> (KN)	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	M <sub>ext</sub> (KNm)	TOTAL(KNm)
M <sub>x</sub>	216.892	5.85	1268.818	433.55	1702.36
M <sub>y</sub>	0	5.85	0		0

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

N(KN)	4178.72
M <sub>x</sub> (KNm)	1702.36
M <sub>y</sub> (KNm)	0

**CASO 3B**

	PILA Nd	Fdz (kN) 4178.72	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
VIGA 1	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	VIENTO		13.68	0	0	24.135	0.6	14.481
	TEMPERATURA		6.06	0.6	3.636	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1	28.9	0		0
	FLUENCIA		41.78	1	41.78	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	VIENTO		13.68	0	0	24.135	0.6	14.481
	TEMPERATURA		-6.06	0	0	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	TOTAL	4178.72			200.476			28.962

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
N(KN)	4178.72
F <sub>x</sub> (KN)	200.476
F <sub>y</sub> (KN)	28.962

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	M <sub>ext</sub> (KNm)	TOTAL(KNm)
M <sub>x</sub>	200.476	5.85	1172.78	433.55	1606.3346
M <sub>y</sub>	28.962	5.85	169.4277	16.68	186.1077

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

N(KN)	4178.721
M <sub>x</sub> (KNm)	1606.3346
M <sub>y</sub> (KNm)	186.1077

#### 4.5. COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACIÓN CUASIPERMANENTE.

##### CASO 1A

	PILA Nd	Fdz (kN) 2998.12	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
VIGA 1	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	VIENTO		13.68	0	0	24.135	0	0
	TEMPERATURA		6.06	0.5	3.03	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1	28.9	0		0
	FLUENCIA		41.78	1	41.78	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	VIENTO		13.68	0	0	24.135	0	0
	TEMPERATURA		-6.06	0	0	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	TOTAL	2998.12			199.87			0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
N(KN)	2998.12
F <sub>x</sub> (KN)	199.87
F <sub>y</sub> (KN)	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	M <sub>ext</sub> (KNm)	TOTAL(KNm)
M <sub>x</sub>	199.87	5.85	1169.24		1169.24
M <sub>y</sub>	0	5.85	0		0

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

N(KN)	2998.12
M <sub>x</sub> (KNm)	1169.24
M <sub>y</sub> (KNm)	0



**CASO 1B**

	PILA Nd	Fdz (kN) 2998.12	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdy (kN)
VIGA 1	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	VIENTO		0	0	0	24.135	0	0
	TEMPERATURA		6.06	0.5	3.03	0		0
	RETRACCIÓN		28.9	1	28.9	0		0
	FLUENCIA		41.78	1	41.78	0		0
VIGA 2	FRENADO		98.42	1	98.42	0		0
	VIENTO		0	0	0	24.135	0	0
	TEMPERATURA		-6.06	0	0	0		0
	RETRACCIÓN		-28.9	1	-28.9	0		0
	FLUENCIA		-41.78	1	-41.78	0		0
	TOTAL	2998.12	-41.78		199.87	0		0

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
N(KN)	2998.12
F <sub>x</sub> (KN)	199.87
F <sub>y</sub> (KN)	0

Siendo los momentos producidos por los acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F(KN)	L(m)	M(KNm)	M <sub>ext</sub> (KNm)	TOTAL(KNm)
M <sub>x</sub>	199.87	5.85	1169.24		1169.24
M <sub>y</sub>	0	5.85	0		0

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila:

N(KN)	2998.12
M <sub>x</sub> (KNm)	1169.24
M <sub>y</sub> (KNm)	0

## 5. ESTADOS LÍMITE

### 5.1. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN.

#### 5.1.1. INTRODUCCIÓN.

Para las comprobaciones relativas al Estado Límite de Fisuración, los efectos de las acciones están constituidos por tensiones en las secciones ( ) o las aberturas de fisura (W) que aquéllas ocasionan, en su caso.

Tanto como W se deducen a partir de las acciones de cálculo y de las combinaciones realizadas anteriormente. Las solicitaciones obtenidas para la combinación poco probable o característica son las siguientes:

CASO		ESFUERZOS
1 A	N	4952.96
	M <sub>x</sub>	1268.818
	M <sub>y</sub>	0
1 B	N	4952.96
	M <sub>x</sub>	1172.785
	M <sub>y</sub>	186.107
2 A	N	3404.54
	M <sub>x</sub>	1268.818
	M <sub>y</sub>	0
2 B	N	3404.54
	M <sub>x</sub>	1172.785
	M <sub>y</sub>	186.1077
3 A	N	4178.72
	M <sub>x</sub>	1702.368
	M <sub>y</sub>	0
3 B	N	4178.72
	M <sub>x</sub>	1606.335
	M <sub>y</sub>	186.1077

Los criterios de comprobación de las tensiones y de las aberturas de fisuras se evalúan en los apartados siguientes.

### 5.1.2. APARICIÓN DE FISURAS POR COMPRESIÓN.

#### CONSIDERACIONES GENERALES

Se verifica que en combinación poco probable o característica de acciones, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0,60 f_{ck,j}$$

Donde:

- $\sigma_c$  Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.
- $f_{ck,j}$  Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a 28 días.

#### CÁLCULOS Y RESULTADOS

Se busca la cuantía de armadura longitudinal que permita el cumplimiento de esta verificación. La cuantía mínima de armadura para satisfacer el cumplimiento de la verificación es de 22 Ø25.

Características mecánicas de la sección con la cuantía mínima de armado:

<b>Radio</b>	750 mm
<b>A<sub>c</sub></b>	1767145.88 mm <sup>2</sup>
<b>I<sub>fis</sub></b>	37800000000 mm <sup>4</sup>
<b>y<sub>fis</sub></b>	310 mm

CASO	N <sub>d</sub> (N)	M <sub>d</sub> (Nmm)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)	0.6 f <sub>ck,j</sub> (MPa)	
1 A	4952960	1268818000	14.15	18	<b>CUMPLE</b>
1 B	4952960	1172785000	13.69	18	<b>CUMPLE</b>
2 A	3404540	1268818000	13.09	18	<b>CUMPLE</b>
2 B	3404540	1172785000	12.63	18	<b>CUMPLE</b>
3 A	4178720	1702368000	17.76	18	<b>CUMPLE</b>
3 B	4178720	1606335000	17.46	18	<b>CUMPLE</b>

Por tanto, el armado de 22 Ø25 es el armado mínimo que se dispondrá en el pilar.

### 5.1.3. FISURACIÓN POR TRACCIÓN.

#### CONSIDERACIONES GENERALES

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer bajo la combinación cuasipermanente de acciones la siguiente inecuación:

$$W_k \leq W_{m\acute{a}x}$$

Donde:

- $W_k$  Abertura característica de fisura.

- $W_{\text{máx}}$  Abertura máxima de fisura.

Para la verificación, la normativa no contempla el caso de secciones circulares. Se utilizará una sección cuadrada inscrita en la circunferencia de la pila, hipótesis que está en el lado de la seguridad.

En unos primeros cálculos iniciales con un armado de 22  $\varnothing 25$ ,  $W_k = 0,89 \leq W_{\text{máx}} = 0,3$ . No cumple, por lo que se ha aumentado el número de redondos a **38  $\varnothing 25$**  para que cumpla la verificación, que será el **armado mínimo que se dispondrá en el pilar**.



Obra: PILA

Hora: 12:49:17

---

**Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales**

---

**1 Datos**

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30  
Tipo de acero: B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00

- Ambiente

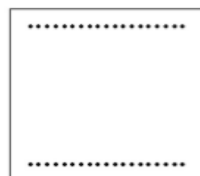
Clase general de exposición : IIb  
Clases específicas de exposición : Qb

- Geometría de la sección

Sección : PILACUADRADA  
 $b$  [m] = 1.06  
 $h$  [m] = 1.06

- Armado de la sección

$i$  [mm] = 25



capa	nº barras	Separación [mm]
1	19	112.5
2	19	836.3

$A_s$  [cm<sup>2</sup>] = 93.3  
 $A_{s,ef}$  [cm<sup>2</sup>] = 2816.0

**2 Resultados**

$M_k$  [kN·m] = 1300.85  
 Separación media entre fisuras  $s_m$  [mm] = 247.0  
 Deformación media de las armaduras  $\epsilon_{sm}$  [ $\cdot 10^{-3}$ ] = 0.70  
 Tensión en las armaduras en el instante de fisuración  $\sigma_{sr}$  [MPa] = 87.8  
 Tensión en las armaduras en servicio  $\sigma_s$  [MPa] = 162.7  
 Abertura característica de fisura  $w_k$  [mm] = 0.29

Clase de exposición	w <sub>k</sub> max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

## 5.2. ELU DE AGOTAMIENTO POR TENSIONES A FLEXIÓN COMPUESTA.

### 5.2.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

Se dimensiona en base a las 6 combinaciones de esfuerzos de cada situación (transitoria o permanente, accidental y sísmica) con el programa PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL V3.1.9.

### 5.2.2. CÁLCULO Y RESULTADOS.

Para ELU en situación permanente o transitoria

CASO	ESFUERZOS		ARMADO
1 A	N	6936.987	16 Ø25 (Armado mínimo)
	M <sub>x</sub>	1875.2175	
	M <sub>y</sub>	0	
1 B	N	6936.987	16 Ø25 (Armado mínimo)
	M <sub>x</sub>	1731.1671	
	M <sub>y</sub>	270.82155	
2 A	N	5426.72	16 Ø25 (Armado mínimo)
	M <sub>x</sub>	1875.2175	
	M <sub>y</sub>	0	
2 B	N	5426.72	16 Ø25 (Armado mínimo)
	M <sub>x</sub>	1731.1671	
	M <sub>y</sub>	270.82155	
3 A	N	6266.47	16 Ø25 (Armado mínimo)
	M <sub>x</sub>	2265.8175	
	M <sub>y</sub>	0	
3 B	N	6266.47	16 Ø25 (Armado mínimo)
	M <sub>x</sub>	2121.7671	
	M <sub>y</sub>	270.82155	

Para ELU en situación accidental:

CASO	ESFUERZOS		ARMADO
1 A	N	6936.987	16 Ø25 (Armado mínimo)
	M <sub>x</sub>	1901.514	
		0	
	M <sub>y</sub>		
1 B	N	6936.987	16 Ø25 (Armado mínimo)
	M <sub>x</sub>	1151.514	
		1500	
	M <sub>y</sub>		
2 A	N	5426.72	16 Ø25 (Armado mínimo)
	M <sub>x</sub>	1901.514	
		0	
	M <sub>y</sub>		
2 B	N	5426.72	16 Ø25 (Armado mínimo)
	M <sub>x</sub>	1151.514	
		1500	
	M <sub>y</sub>		
3 A	N	6266.47	16 Ø25 (Armado mínimo)
	M <sub>x</sub>	2292.114	
		0	
	M <sub>y</sub>		
3 B	N	6266.47	16 Ø25 (Armado mínimo)
	M <sub>x</sub>	1542.114	
		1500	
	M <sub>y</sub>		

La armadura necesaria para el Estado Límite Último en flexocompresión:

$$A_s = 7853.98 \text{ mm}^2 \text{ (16 } \varnothing 25 \text{)}$$

La cuantía mínima a disponer en la pila es de:

$$A_s = 7853.98 \text{ mm}^2 \text{ (16 } \varnothing 25 \text{)}$$





Obra: PILA

Hora: 21:55:05

---

## Características mecánicas de las secciones

---

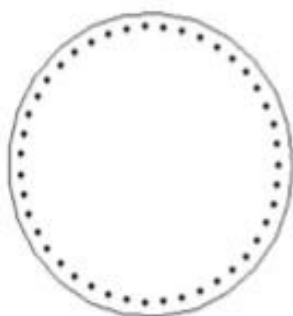
### 1 Datos

#### - Materiales

Tipo de hormigón : HA-25  
Tipo de acero : B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 25.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00  
 $j_0$  = 1.50  
 $j_s$  = 1.15

#### - Sección

Sección : EJEMPLO1  
 $b$  [m] = 1.30  
 $h$  [m] = 0.80  
 $r_i$  [m] = 0.070  
 $r_s$  [m] = 0.070  
 $A_i$  [cm<sup>2</sup>] = 63.81  
 $A_s$  [cm<sup>2</sup>] = 63.81



## 2 Resultados

	Sección bruta	Sección homogeneizada
A [m <sup>2</sup> ]	1.7500	1.896
I <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ]	0.2433	0.2775
I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	0.2433	0.2775
i <sub>x</sub> [m]	0.37	0.38
i <sub>y</sub> [m]	0.37	0.38
x'g [m]	0.74	0.74
y'g [m]	0.75	0.75

	Sección fisurada
I <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ]	0.0660
M <sub>fis</sub> [kN·m]	1073.7
y'fis [m]	0.38



Obra: PILA

Hora: 21:55:40

---

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

---

**1 Datos**

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
fck [MPa] = 30.00  
fyk [MPa] = 500.00  
 $i_c$  = 1.50  
 $i_s$  = 1.15

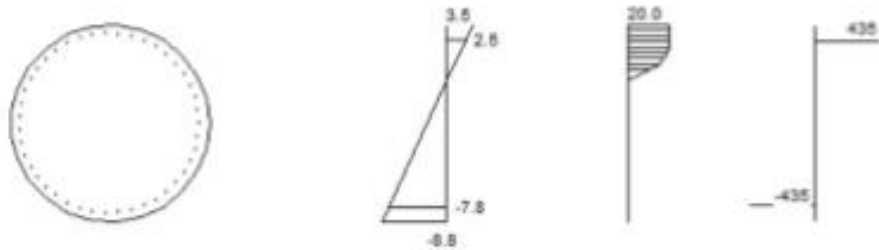
- Sección

Sección : PILA  
i [m] = 1.50  
r [m] = 0.070  
nº barras = 43



## 2 Comprobación

$i$  [mm] = 25  
 $N_d$  [kN] = 3133.7  
 $M_d$  [kN·m] = 6617.47  
 $N_u$  [kN] = 3135.9  
 $M_u$  [kN·m] = 6622.2  
 $j$  = 1.00



Plano de deformación de agotamiento

$x$  [m] = 0.428  
 $1/r$  [1/m] · 1.E-3 = 8.2  
 $h_1$  · 1.E-3 = 3.5  
 $h_2$  · 1.E-3 = -8.8

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación · 1.E-3	Tensión [MPa]
0.117	2.5	-434.8
1.383	-7.8	434.8

### 5.3. ELU DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES TANGENCIALES.

#### 5.3.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

El estado límite último por esfuerzo cortante se puede alcanzar, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción.

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Con:

- $V_{rd}$  Esfuerzo cortante de cálculo obtenido con combinaciones de ELU permanente y transitorio
- $V_{u1}$  Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma
- $V_{u2}$  Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma

#### 5.3.2. CÁLCULOS Y RESULTADOS.

Mediante el software: COMPROBACIÓN A CORTANTE DE UNA SECCIÓN CIRCULAR DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN EL MÉTODO SIMPLIFICADO DE LA EHE-08, se obtiene la cuantía de armadura transversal necesaria para satisfacer las dos condiciones.

En situación persistente o transitoria:

CASO	N(KN)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	V <sub>α</sub> (KN)	Cotg(θ)	V <sub>u1</sub> (KN)	V <sub>u2</sub> (KN)	Sin armado a cortante
1 A	6936.987	320.55	0	340.97	1	10335.829	882.38	CUMPLE
1 B	6936.987	295.926	48.43	330.02	1	10335.829	882.38	CUMPLE
2 A	5426.72	320.55	0	340.97	1	9966.62	976.1104	CUMPLE
2 B	5426.72	295.926	48.43	330.02	1	9966.62	976.1104	CUMPLE
3 A	6266.47	320.55	0	340.97	1	10171.91	920.91	CUMPLE
3 B	6266.47	295.926	48.43	330.02	1	10171.91	920.91	CUMPLE

En situación accidental:

CASO	N(KN)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	V <sub>α</sub> (KN)	Cotg(θ)	V <sub>u1</sub> (KN)	V <sub>u2</sub> (KN)	Sin armado a cortante
1 A	6936.98	696.84	0	340.97	1	10335.829	882.38	CUMPLE
1 B	6936.98	196.84	1000	330.02	1	10335.829	882.38	NO CUMPLE
2 A	5426.72	696.84	0	340.97	1	9966.62	976.1104	CUMPLE
2 B	5426.75	196.84	1000	330.02	1	9966.62	976.1104	NO CUMPLE
3 A	6266.47	696.84	0	340.97	1	10171.91	920.91	CUMPLE
3 B	6266.47	196.84	1000	330.02	1	10171.91	920.91	NO CUMPLE

Los casos 1B, 2B y 3B en situación accidental no cumplen. Es necesario armadura transversal. Se dispone de una armadura de cálculo  $A_s = 4,6 \text{ cm}^2/\text{m}$  y se comprueban los dos casos

Diámetro  
F1 (m)

Resistencia  
característica a  
compresión del  
hormigón f<sub>ck</sub>  
(MPa)

Límite elástico  
del acero  
f<sub>yk</sub> (MPa)

Área de  
armadura  
longitudinal  
total  
A<sub>s,tot</sub> (cm<sup>2</sup>)

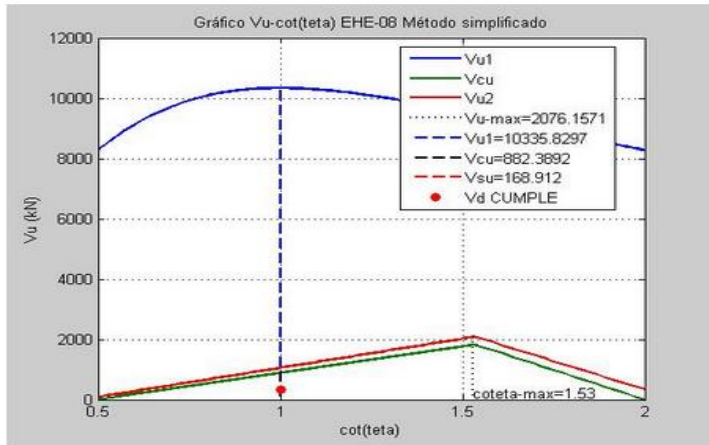
Cuanta de  
armadura  
transversal  
A<sub>s/s</sub> (cm<sup>2</sup>/m)

Avil de  
cálculo N<sub>Ed</sub>  
(kN)

Cortante de  
cálculo  
V<sub>Ed</sub> (kN)

Cotangente  
ángulo de  
inclinación de  
bielas (cot(eta))

**SITUACIÓN ACCIDENTAL. CASO**



Diámetro  
F1 (m)

Resistencia  
característica a  
compresión del  
hormigón f<sub>ck</sub>  
(MPa)

Límite elástico  
del acero  
f<sub>yk</sub> (MPa)

Área de  
armadura  
longitudinal  
total  
A<sub>s,tot</sub> (cm<sup>2</sup>)

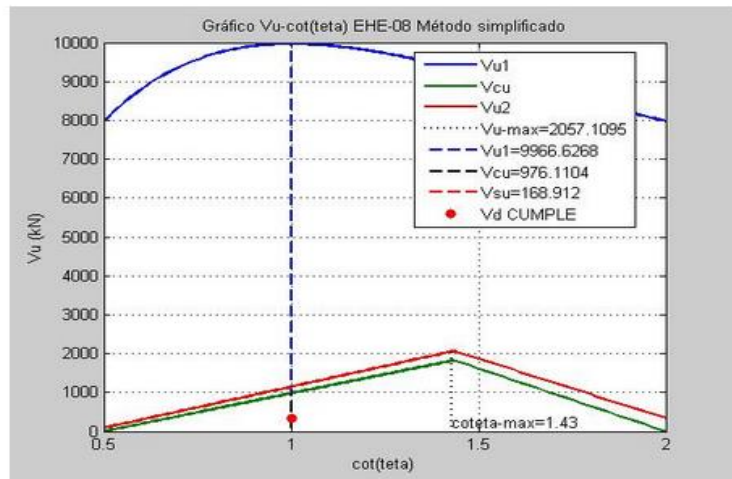
Cuanta de  
armadura  
transversal  
A<sub>s/s</sub> (cm<sup>2</sup>/m)

Avil de  
cálculo N<sub>Ed</sub>  
(kN)

Cortante de  
cálculo  
V<sub>Ed</sub> (kN)

Cotangente  
ángulo de  
inclinación de  
bielas (cot(eta))

**SITUACIÓN ACCIDENTAL. CASO 2B**



Diámetro  
Ft (m)  
1.5

Resistencia  
característica a  
compresión del  
hormigón fck  
(MPa)  
30

Límite elástico  
del acero  
fyk (MPa)  
500

Área de  
armadura  
longitudinal  
total  
As\_tot (cm<sup>2</sup>)  
211.07

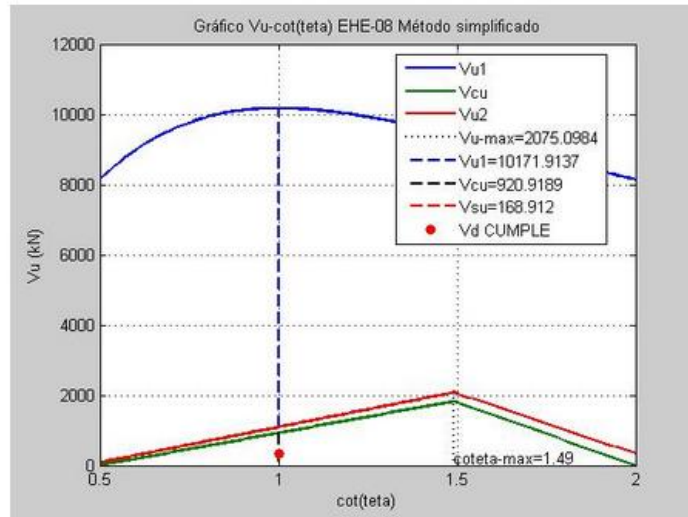
Cuanta de  
armadura  
transversal  
As/s (cm<sup>2</sup>/m)  
4.6

Auxi de  
cálculo Nd  
(kN)  
6266.47

Constante de  
cálculo  
Vd (kN)  
330.02

Cotangente  
ángulo de  
inclinación de  
biselas (cot(teta))  
1

### SITUACIÓN ACCIDENTAL. CASO 3B



### CUANTÍAS MÍNIMAS

La cuantía mínima debe ser tal que se cumpla la relación:

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} b_0$$

Siendo

- $f_{y\alpha,d} = 400 \text{ N/mm}^2$
- $\sin(\alpha=90) = 1$
- $b_0 = 1272.1922 \text{ mm}$
- $f_{ct,m} = 2.896 \text{ N/mm}^2$

Obteniendo :  $A_{\alpha} = 1.234 \text{ mm}^2/\text{mm} = 12.32 \text{ cm}^2/\text{m}$

La armadura transversal será por tanto, la cuantía mínima, siendo el armado final:

$$S_t \leq \frac{r \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}}{A_{\alpha}}$$

$$\rightarrow \phi_{10}: S_t \leq \frac{2 \cdot \pi \cdot \frac{10^2}{4}}{1.234} = 127.29 \text{ mm}$$

**ARMADO FINAL : 1e Ø10 c/10 cm.**

## 5.4. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE INESTABILIDAD.

### 5.4.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

En soportes aislados, los efectos de segundo orden pueden despreciarse si la esbeltez mecánica de los soportes es superior a 200. En soportes aislados, los efectos de segundo orden pueden despreciarse si la esbeltez mecánica es inferior a una esbeltez límite asociada a una pérdida de capacidad portante del soporte del 10% respecto a un soporte no esbelto. La esbeltez límite inferior  $\lambda_{inf}$  puede aproximarse por la siguiente expresión:

$$\lambda_{inf} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} \left[ 1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \left( \frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

- $v$  Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte ( $v=0.0427$ ).
- $e_2$  Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con mayor momento, considerada positiva (75 mm).
- $e_1$  Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con menor momento, positiva si tiene el mismo signo que  $e_2$ . (En estructuras traslacionales se tomará  $e_1/e_2=1$ )
- $h$  Canto de la sección en el plano de flexión considerado.
- $C$  Coeficiente que depende de la disposición de armaduras cuyos valor son:  
0,24 para armadura simétrica en dos caras opuestas en el plano de flexión.  
0,20 para armadura igual en las cuatro caras.  
0,16 para armadura simétrica en las caras laterales.

### PARÁMETROS DE CÁLCULO

$A_c$	1.767 m <sup>2</sup>
$f_{cd}$	20 MPa
$h_{PILA}$	5.95 m
$C$	0.2

### 5.4.2. CÁLCULOS Y RESULTADOS.

-En situación persistente o transitoria:

CASO	$N_d(KN)$	$M_{\alpha,d}(KNm)$	$V$	$e_2(m)$	$\lambda_{inf}$	$\lambda_{inf,m\acute{a}x}$	$\lambda_{mec}$	Sin armado a cortante
<b>1 A</b>	6936.987	1875.21	0.196	0.269	51.38	51.38	31.2	<b>CUMPLE</b>
<b>1 B</b>	6936.987	1731.16	0.196	0.260	51.78	51.78	31.2	<b>CUMPLE</b>
<b>2 A</b>	5426.72	1875.21	0.153	0.563	66.31	66.31	31.2	<b>CUMPLE</b>
<b>2 B</b>	5426.72	1731.16	0.153	0.544	66.76	66.76	31.2	<b>CUMPLE</b>
<b>3 A</b>	6266.47	2265.81	0.177	0.359	57.9	57.9	31.2	<b>CUMPLE</b>
<b>3 B</b>	6266.47	2121.767	0.177	0.347	57.45	57.45	31.2	<b>CUMPLE</b>



-En situación accidental:

CASO	$N_d(KN)$	$M_{\alpha,d}(KNm)$	V	$e_2(m)$	$\lambda_{inf}$	$\lambda_{inf,m\acute{a}x}$	$\lambda_{mec}$	Sin armado a cortante
1 A	6936.987	1901.514	0.196	0.029	78.46	78.46	31.2	CUMPLE
1 B	6936.987	1151.514	0.196	0.266	49.45	49.45	31.2	CUMPLE
2 A	5426.72	1901.514	0.153	0.574	52.44	52.44	31.2	CUMPLE
2 B	5426.72	1151.514	0.153	0.557	51.84	51.84	31.2	CUMPLE
3 A	6266.47	2292.114	0.177	0.554	60.54	60.54	31.2	CUMPLE
3 B	6266.47	1542.114	0.177	0.498	61.31	61.31	31.2	CUMPLE

Por consiguiente, como la esbeltez mecánica es inferior a la esbeltez límite inferior en todas las hipótesis de combinaciones de cargas, **no será necesario tener en cuenta los efectos de segundo orden de las pilas.**

## 6. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA DEL DINTEL.

### 6.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

El método de las bielas y tirantes es un procedimiento que permite el diseño de elementos lineales, superficiales o volumétricos de elementos de hormigón estructural. El método incluye una parte de análisis estructural y otra de dimensionamiento, en la que se realiza la comprobación del hormigón y el diseño de la armadura.

Durante la primera fase de análisis, la estructura se idealiza mediante un sistema (plano o espacial) de barras biarticuladas, que intenta representar el comportamiento de la estructura o de parte de ella.

Por tratarse de sistemas biarticulados, los elementos que los componen trabajan a tracción o compresión puras. En la nomenclatura clásica del método, los elementos (barras) comprimidos se denominan bielas, mientras que los tirantes corresponden a las barras traccionadas. Las zonas de unión entre bielas, entre tirantes o entre unos y otras se denominan nudos.

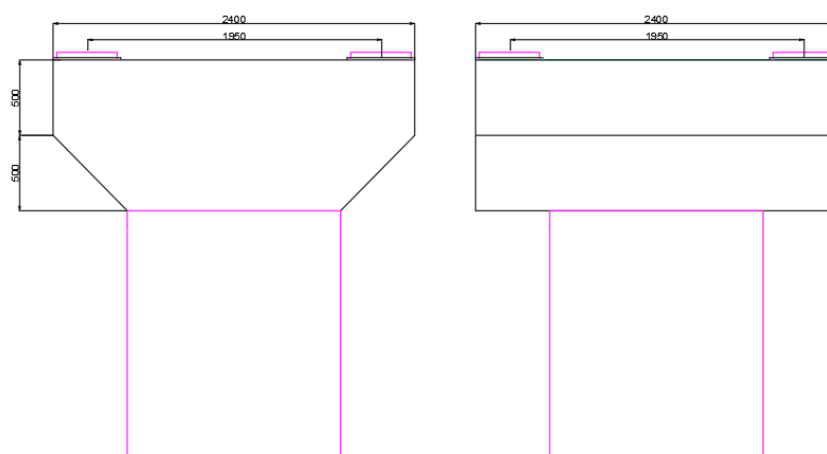


Ilustración 67. Vistas del dintel superior de la pila

## 6.2. CREACIÓN DEL MODELO DE BIELAS Y TIRANTES.

A continuación se muestra el modelo creado de bielas y tirantes.

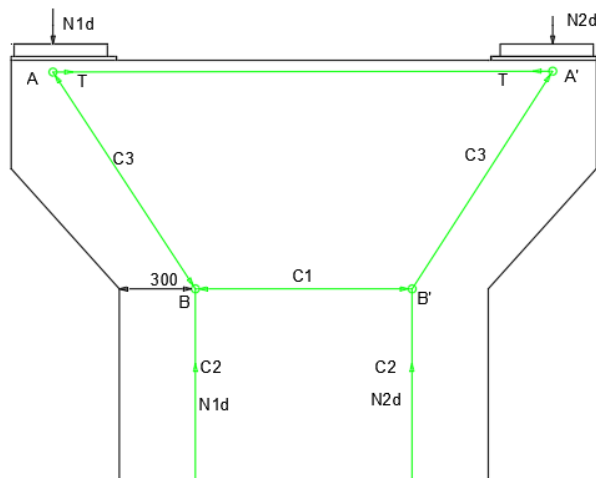


Ilustración 68. Modelo de bielas y tirantes creados para el dintel

## 6.3. CÁLCULOS Y RESULTADOS.

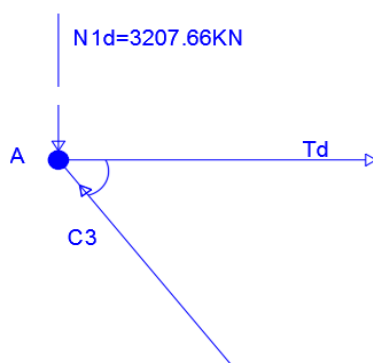
$$T_d = \frac{N_{1d}}{d} x_1 = A_s f_{yd}$$

Siendo:

- $N_{1d} = 3207.66 \text{ kN}$
- $d = 950 \text{ mm}$
- $x_1 = 525 \text{ mm}$

Se obtiene por tanto:  $T_d = 1772.65 \text{ kN}$  y  $A_s = 4077.095 \text{ mm}^2$  (14  $\varnothing 20$ ) Mediante el equilibrio de nudos se calcula  $C_3$  y  $C_1$ :

-NUDO A ( $\theta = 67.86^\circ$ ):

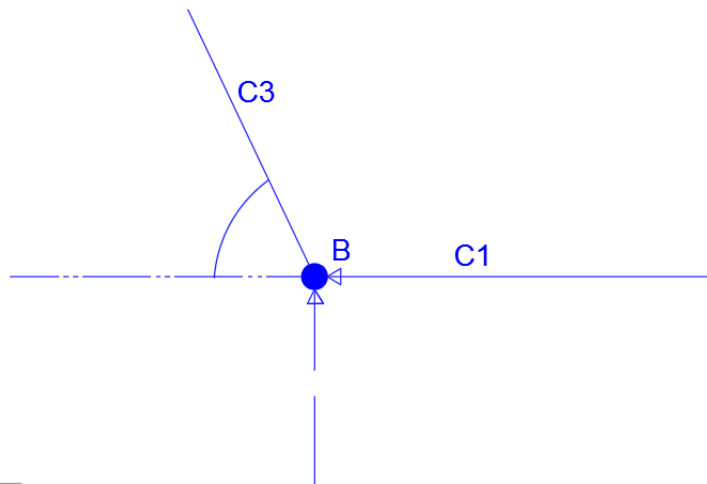


$$\sum F_x = 0 ; T_d - C_3 \cdot \cos \theta = 0$$

$$\sum F_y = 0 ; N_{1d} - C_3 \cdot \sin \theta = 0$$

$$C_3 = 3664.9 \text{ kN}$$

-NUDO B ( $\theta=67.86^\circ$ ):



$$\sum F_x = 0 ; C_3 \cdot \cos\theta - C_1 = 0$$

$$\sum F_y = 0 ; C_3 \cdot \sin\theta - C_2 = 0$$

$$C_1 = 1772.65 \text{ KN}$$

#### COMPROBACIÓN DE LOS NUDOS

##### NUDO A

$$r_1 = 50 \text{ mm}$$

$$b_1 = 350 \text{ mm}$$

$$a_1 = b_1 \cdot \sin\theta + 2r_1 \cdot \cos\theta = 350 \cdot \sin 67.86 + 2 \cdot 50 \cdot \cos 67.86 = 354.7 \text{ mm}$$

$$b_2 = 500 + 500 = 1000 \text{ mm}$$

$$a_2 = 1000 + 2 \cdot 50 = 1100 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,N1d} = \frac{N_{1d}}{b_1 b_2} = \frac{3207660}{350 \cdot 1000} = 9.164 \text{ MPa}$$

$$f_{1cd} = 0.7 \cdot f_{cd} = 0.7 \cdot \frac{30}{1.5} = 14 \text{ MPa} \geq \sigma_{c,N1d} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{c,3d} = \frac{C_3}{a_1 \cdot a_2} = \frac{3664900}{354.7 \cdot 1100} = 9.39 \text{ MPa} \leq f_{1cd} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

##### NUDO B

$$b_4 = 600 \text{ mm}$$

$$b_3 = b_4 \cdot \sin\theta + 2r_1 \cdot \cos\theta = 600 \cdot \sin 67.86 + 2 \cdot 50 \cdot \cos 67.86 = 572.93 \text{ mm}$$

$$b = 1800 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,3d} = \frac{C_3}{b_3 \cdot b} = \frac{3664900}{572.93 \cdot 1800} = 3.55 \text{ MPa} \leq f_{1cd} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{c,2d} = \frac{C_3}{b_4 \cdot b} = \frac{3664900}{600 \cdot 1800} = 3.39 \text{ MPa} \leq f_{1cd} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Además de la armadura principal constituida por los 14 Ø20 situados en la cara superior del cabecero, se dispone la armadura bajo apoyos necesaria (7 Ø16 en cada apoyo) y la armadura de piel del elemento.

## 7. EJECUCIÓN Y CONTROL.

### 7.1. DESCIMBRADO, DESENCOFRADO Y DESMOLDEO.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 13/02/2017

Hora: 20:27:13

#### Descimbrado, desencofrado y desmoldeo

##### 1 Datos

Temperatura media [°C] = 15

Relación carga posterior al descimbrado / carga al descimbrar Q/G = 0.5

##### 2 Resultados

Edad de descimbrado [días] = 16

- Plazos orientativos de desencofrado y descimbrado:

T [°C]	Q/G				
	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
0	44	36	31	27	24
5	30	24	21	18	16
10	22	18	15	13	12
15	18	15	12	11	9
20	15	12	10	9	8
25	13	10	9	8	7
30	11	9	8	7	6

	Temperatura superficial del hormigón [°C]			
Tipo de elemento	≥24	16	8	2
Encofrado vertical	9 horas	12 horas	18 horas	30 horas
Losas. Fondos de encofrado	2 días	3 días	5 días	8 días
Losas. Puntales	7 días	9 días	13 días	20 días
Vigas. Fondos de encofrado	7 días	9 días	13 días	20 días
Vigas. Puntales	10 días	13 días	18 días	28 días

Valores de referencia. Válidos para cemento Portland (CEM I) de endurecimiento normal

Página 1 de 1

## 7.2. CURADO DEL HORMIGÓN.



### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
 Fecha: 13/02/2017  
 Hora: 21:35:41

#### Curado del hormigón

### 1 Datos

Condiciones ambientales Tipo B:  
 Expuesta al sol con intensidad media  
 Velocidad de viento media  
 Humedad relativa entre el 50 y el 80%  
 Relación agua/cemento = entre 0.50 y 0.60  
 Clase de cemento : 52,5 R; 52,5; 42.5 R  
 Tipo de cemento : Portland  
 Clase de exposición : II Normal  
 Temperatura media [°C] = 15  
 Adición de cenizas [% en peso] = 0.0

### 2 Resultados

Velocidad de desarrollo de la resistencia : Rápida  
 D1 = 0  
 Parámetro básico de curado D0 = 3  
 Coeficiente de ponderación ambiental K = 1.00  
 Coeficiente de ponderación térmica L = 1.00  
 Duración mínima del curado [días] = 3

Página 1 de 1

### 7.3. CONTROL ESTADÍSTICO DEL HORMIGÓN.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 13/02/2017  
Hora: 21:36:39

#### Control estadístico del hormigón

##### 1 Datos

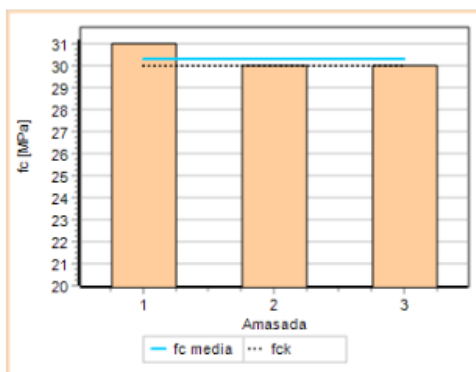
fck de proyecto [MPa] = 30  
Número de amasadas = 3

Amasada	fci [MPa]
1	31
2	30
3	30

##### 2 Resultados

Resistencia media fcm [MPa] = 30.33

**Se acepta el lote**





## **APÉNDICE Nº 6**

### **DIMENSIONAMIENTO DE LOS ESTRIBOS**



## ÍNDICE APÉNDICE Nº 6. DIMENSIONAMIENTO DE LOS ESTRIBOS

1.	INTRODUCCIÓN.....	287
2.	MATERIALES.....	288
2.1.	HORMIGÓN.....	288
2.1.1.	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN.....	288
2.1.2.	CARACTERÍSTICAS REOLÓGICAS DEL HORMIGÓN.....	289
2.1.3.	ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL HORMIGÓN.....	291
2.2.	ACERO.....	292
2.2.1.	IDENTIFICACIÓN DE LOS REDONDOS CORRUGADOS.....	292
2.2.2.	ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL ACERO.....	293
2.2.3.	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL ACERO.....	294
3.	OBTENCIÓN DE LAS CARGAS.....	296
3.1.	CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.....	296
3.2.	CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	298
4.	COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	298
4.1.	CONSIDERACIONES GENERALES.....	298
4.2.	COMBINACIONES PARA ELU EN SITUACIÓN PERMANENTE O TRANSITORIA.....	298
4.3.	COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACIÓN POCO PROBABLE O CARACTERÍSTICA.....	300
4.4.	COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACIÓN CUASIPERMANENTE.....	302
5.	ESTADOS LÍMITE.....	302
5.1.	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN.....	302
5.1.1.	INTRODUCCIÓN.....	302
5.1.2.	APARARICIÓN DE FISURAS POR COMPRESIÓN.....	303
5.1.3.	FISURACIÓN POR TRACCIÓN.....	303
5.2.	ELU DE AGOTAMIENTO POR TENSIONES NORMALES A FLEXIÓN COMPUESTA.....	309
5.3.	ELU DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES TANGENCIALES.....	309
5.3.1.	CONSIDERACIONES GENERALES.....	309
5.3.2.	CÁLCULOS Y RESULTADOS.....	309
5.4.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE INESTABILIDAD.....	310
6.	DIMENSIONAMIENTO DEL MURETE DE GUARDA.....	311
6.1.	OBTENCIÓN DE CARGAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO.....	311
6.1.1.	CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.....	311
6.1.2.	CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	312
6.2.	COMBINACIÓN DE CARGAS.....	312
6.2.1.	COMBINACIÓN PARA ELU EN SITUACIÓN PERMANENTE O TRANSITORIA.....	312
6.2.2.	COMBINACIÓN PARA ELS EN SITUACIÓN POCO PROBABLE O CARACTERÍSTICA.....	312
6.3.	ESTADOS LÍMITE.....	313
6.3.1.	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN.....	313
6.3.2.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN LONGITUDINAL.....	315
6.3.3.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN TRANSVERSAL.....	318

6.3.4.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO CORTANTE. ....	318
7.	DIMENSIONAMIENTO DEL DINTEL. ....	319
7.1.	OBTENCIÓN DE LAS CARGAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL DINTEL. ....	319
7.1.1.	CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO. ....	319
7.1.2.	CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. ....	319
7.2.	COMBINACIÓN DE CARGAS. ....	320
7.2.1.	COMBINACIÓN PARA ELU EN SITUACIÓN PERMANENTE O TRANSITORIA.....	320
7.2.2.	COMBINACIÓN PARA ELS EN SITUACIÓN POCO CARACTERÍSTICA.....	320
7.3.	ESTADOS LÍMITE .....	320
7.3.1.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN LONGITUDINAL. ....	320
7.3.2.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO CORTANTE. ....	321
7.3.3.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO POR TORSIÓN. ....	323
7.3.4.	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN.....	325
8.	DIMENSIONAMIENTO DE LA MÉNSULA CORTA.....	327
8.1.	CONSIDERACIONES GENERALES. ....	327
8.2.	DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA.....	328
9.	EJECUCIÓN Y CONTROL. ....	330
9.1.	DESCIMBRADO, DESENCOFRADO Y DESMOLDEO.....	330
9.2.	CURADO DEL HORMIGÓN.....	331
9.3.	CONTROL ESTADÍSTICO DEL HORMIGÓN.....	332

## 1. INTRODUCCIÓN.

El objetivo de este Apéndice 6 del Anejo CÁLCULO ESTRUCTURAL es realizar el diseño y cálculo de los estribos de hormigón armado, en el se recogen y describe los materiales utilizados, las hipótesis de carga, los métodos de cálculo y los resultados del mismo.

El empuje de tierras sobre los estribos cerrados puede ser muy elevado si la altura del estribo es grande. Para paliar este inconveniente, se recurre a la tipología de estribo abierto, en la cual el alzado consiste en dos pilas redondas de 1,5 m de diámetro unidas en el extremo superior por un dintel sobre el que se apoyarán las dos vigas. En este caso la suma de los empujes horizontales sobre las pilas suele ser inferior al empuje total en los estribos cerrados.

Para el dimensionamiento de las pilas de los estribos se ha utilizado la mayor altura de las pilas (4,93 m), ya que resulta la hipótesis que se queda del lado de la seguridad.

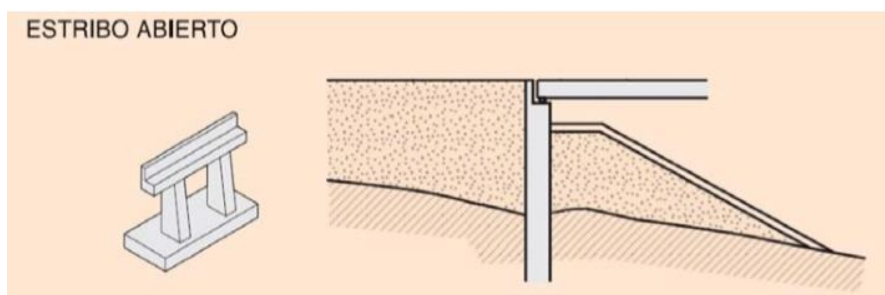


Ilustración 69. Estribo abierto

Sobre el dintel se hormigonará monolíticamente un murete de guarda, que servirá de apoyo mediante una ménsula corta para la losa de transición y de contención de tierras:

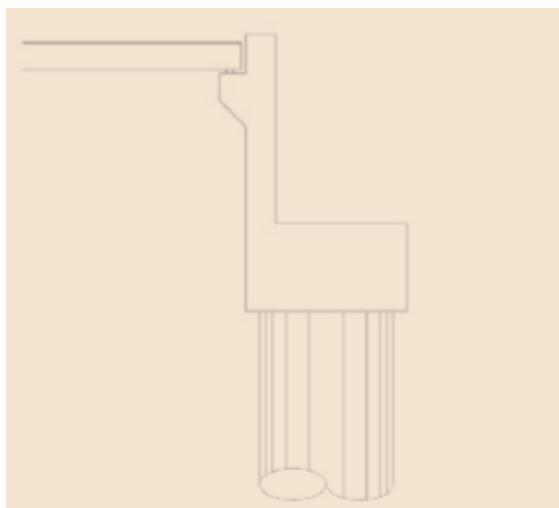


Ilustración 70. Detalle pila y murete de guarda

## 2. MATERIALES.

### 2.1. HORMIGÓN.

#### 2.1.1. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 21/01/2017

Hora: 19:50:28

#### Características mecánicas del hormigón

##### 1 Datos

Tipo de hormigón : HA-30  
fck [MPa] = 30.00  
 $\gamma_c$  = 1.50  
 $\alpha_{cc}$  = 1.00  
Hormigón de cem. alta resistencia y endurecimiento rápido  
Tipo de árido: Cuarcita  
Canto del elemento en mm: 500

##### 2 Resultados

t[días]	fck	fcm	fctm	fctk	fct, fl	Ec	Ecm
3	19.9	25.2	1.9	1.3	2.1	29683	25262
7	24.6	31.1	2.4	1.7	2.6	31622	26913
14	27.6	35.0	2.7	1.9	2.9	32754	27875
28	30.0	38.0	2.9	2.0	3.2	33578	28577
90	32.8	41.5	3.1	2.2	3.4	34481	29345
360	34.7	43.9	3.2	2.2	3.5	35062	29840
10000	36.3	45.9	3.3	2.3	3.6	35541	30248

Todos los valores en MPa

## 2.1.2. CARACTERÍSTICAS REOLÓGICAS DEL HORMIGÓN.



### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 21/01/2017  
Hora: 19:51:41

#### Características reológicas del hormigón

##### 1 Datos

###### - Hormigón

Tipo de hormigón : HA-30  
fck [MPa] = 30.00  
 $\gamma_c$  = 1.50  
 $\alpha_{cc}$  = 1.00  
Hormigón de endurecimiento Normal

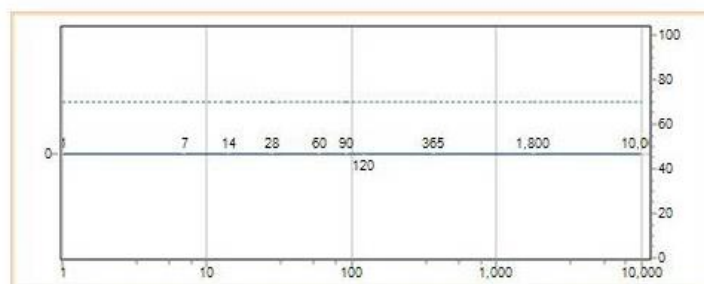
###### - Sección

Ac [m²] = 1.76715  
u [m] = 4.7124  
e [mm] = 750.00

###### - Tiempo de Curado = 0 días

###### - Historia de tensiones y humedades relativas

Tensiones		Humedad relativa	
t0 [días]	$\sigma$ [MPa]	t [días]	HR [%]
1	0.0	1	70
7	0.0	7	70
14	0.0	14	70
28	0.0	28	70
60	0.0	60	70
90	0.0	90	70
120	0.0	120	70
365	0.0	365	70
1800	0.0	1800	70
10000	0.0	10000	70



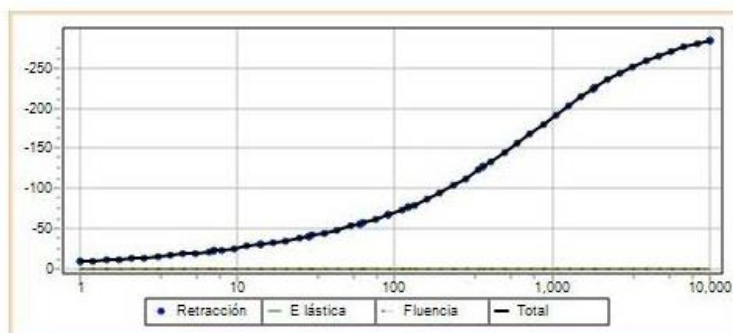
## 2 Resultados

- Coeficientes de fluencia

$\varphi(t, t_0)$										
t [días]	t <sub>0</sub> [días]									
	1	7	14	28	60	90	120	365	1800	10000
1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
7	0.6	--	--	--	--	--	--	--	--	--
14	0.8	0.5	--	--	--	--	--	--	--	--
28	1.0	0.6	0.5	--	--	--	--	--	--	--
60	1.2	0.8	0.7	0.5	--	--	--	--	--	--
90	1.4	0.9	0.8	0.7	0.5	--	--	--	--	--
120	1.5	1.0	0.9	0.7	0.6	0.4	--	--	--	--
365	2.0	1.4	1.2	1.0	0.9	0.8	0.7	--	--	--
1800	2.7	1.9	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	0.9	--	--
10000	3.1	2.1	1.9	1.7	1.4	1.3	1.2	1.0	0.7	--

- Deformaciones de fluencia, retracción, instantáneas y totales

t [días]	$\varepsilon_{cx}$ [·1.E-6]	$\varepsilon_{cs}$ [·1.E-6]	$\varepsilon_0$ [·1.E-6]	$\varepsilon_{tot}$ [·1.E-6]
1	0	-9	0	-9
7	0	-23	0	-23
14	0	-31	0	-31
28	0	-41	0	-41
60	0	-57	0	-57
90	0	-68	0	-68
120	0	-77	0	-77
365	0	-127	0	-127
1800	0	-224	0	-224
10000	0	-284	0	-284



### 2.1.3. ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL HORMIGÓN.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 21/01/2017  
Hora: 19:52:12

#### Ecuación constitutiva del hormigón

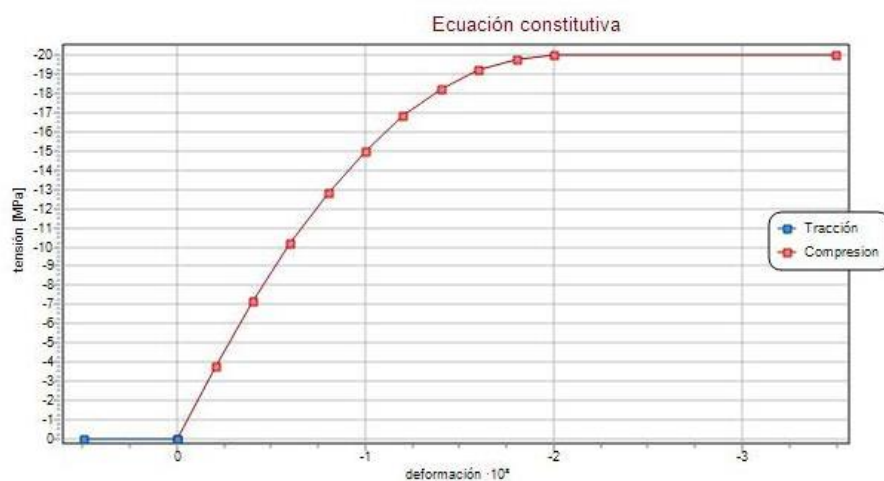
##### 1 Datos

- Hormigón

Tipo de hormigón : HA-30  
fck (MPa) = 30.00  
 $\gamma_c$  = 1.50  
 $\alpha_{cc}$  = 1.00

- Ecuación constitutiva

Compresión		Tracción	
$\varepsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0.00	0.00	0.00	0.00
-0.20	-3.80	0.50	0.00
-0.40	-7.20		
-0.60	-10.20		
-0.80	-12.80		
-1.00	-15.00		
-1.20	-16.80		
-1.40	-18.20		
-1.60	-19.20		
-1.80	-19.80		
-2.00	-20.00		
-3.50	-20.00		



## 2.2. ACERO.

### 2.2.1. IDENTIFICACIÓN DE LOS REDONDOS CORRUGADOS.



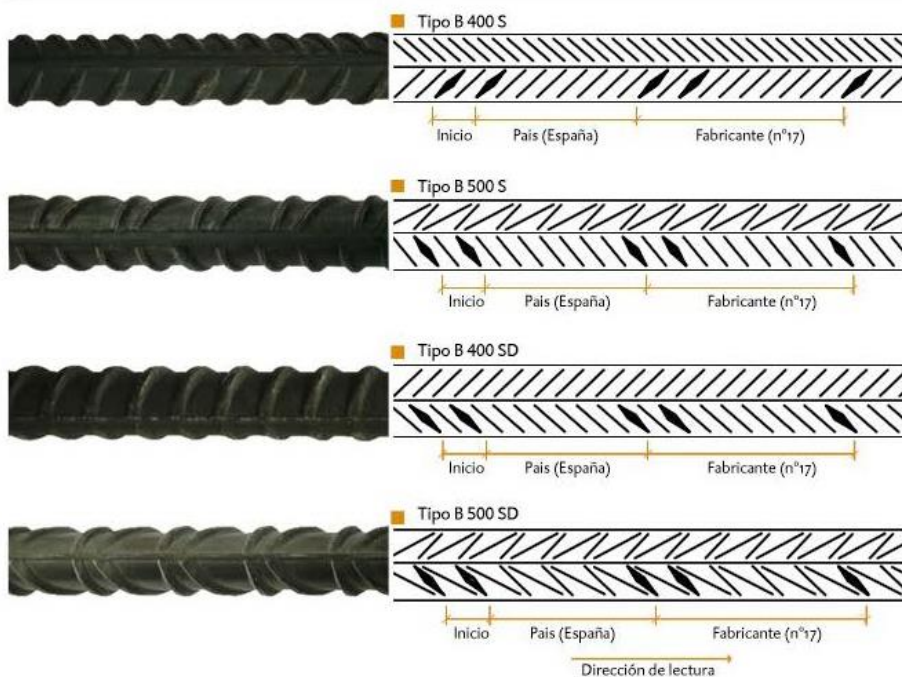
PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 21/01/2017

Hora: 19:52:36

#### Identificación de los redondos corrugados





## 2.2.2. ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL ACERO.



### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 21/01/2017

Hora: 19:52:48

#### Ecuación constitutiva del hormigón

##### 1 Datos

- Hormigón

Tipo de hormigón : B-500-S  
 $f_{yk}$  (MPa) = 500.00  
 $\gamma_s$  = 1.15

- Ecuación constitutiva

Compresión		Tracción	
$\varepsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0.00	0.00	0.00	0.00
-2.17	-434.78	2.17	434.78
-10.00	-434.78	10.00	434.78



### 2.2.3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL ACERO.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 21/01/2017

Hora: 19:53:14

#### Características mecánicas del acero

- Características mecánicas mínimas garantizadas de las barras corrugadas

Tipo de acero		Acero soldable		Acero soldable con características especiales de ductilidad	
Designación		B 400 S	B 500 S	B 400 SD	B 500 SD
Límite elástico $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ] <sup>(1)</sup>		>=400	>=500	>=400	>=500
Carga unitaria de rotura $f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ] <sup>(1)</sup>		>=440	>=550	>=480	>=575
Alargamiento en rotura $\epsilon_{us}$ [%]		>=14	>=12	>=20	>=16
Alargamiento total bajo carga máxima, $\epsilon_{max}$ [%]	Acero suministrado en barra	>=5.0	>=5.0	>=7.5	>=7.5
	Acero suministrado en rollo <sup>(3)</sup>	>=7.5	>=7.5	>=10.0	>=10.0
Relación $f_s/f_y$ en ensayos <sup>(2)</sup>		>=1.05	>=1.05	>=1.20 <=1.35	>=1.15 <=1.35
Relación $f_{y,real}/f_{y,nominal}$		-----	-----	<=1.20	<=1.25

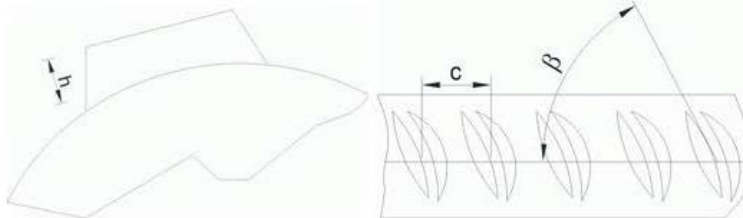
<sup>(1)</sup> Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal.

<sup>(2)</sup> Relación entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico obtenida en cada ensayo.

<sup>(3)</sup> En el caso de aceros corrugados procedentes de suministros en rollo, los resultados pueden verse afectados por el método de preparación de la muestra para su ensayo, que deberá hacerse conforme a lo indicado en el Anejo 23. Considerando la incertidumbre que puede conllevar dicho procedimiento, pueden aceptarse aceros que presenten valores característicos de  $\epsilon_{max}$  que sean inferiores en un 0.5% a los que recoge la tabla para estos casos.

$\phi$ [mm]	Condiciones de adherencia			Ensayo de doblado/desdoblado
	Geometría de las corrugas (UNE EN 10080)			Diámetro de los mandriles [mm] $\alpha=90^\circ$ $\beta=20^\circ$
	h [mm]	c [mm]	$\beta$ [%]	
6	0.18 a 0.90	2.4 a 7.2	35 a 75	30
8	0.24 a 1.20	3.2 a 9.6	35 a 75	40

10	0.30 a 1.50	4.0 a 12.0	35 a 75	50
12	0.36 a 1.80	4.8 a 14.4	35 a 75	60
14	0.42 a 2.10	5.6 a 16.8	35 a 75	70
16	0.48 a 2.40	6.4 a 19.2	35 a 75	80
20	0.60 a 3.00	8.0 a 24.0	35 a 75	160
25	0.75 a 3.75	10.0 a 30.0	35 a 75	200
32	0.96 a 4.80	12.8 a 38.4	35 a 75	320
40	1.20 a 6.00	16.0 a 48.0	35 a 75	400



### 3. OBTENCIÓN DE LAS CARGAS

Se diferenciarán las cargas para las combinaciones en Estado Límite Último y para las combinaciones en Estado Límite de Servicio.

En el PP para el cálculo de la pila del estribo se incluye:

- Peso propio de la pila = 217,8 Kn
- ½ del peso propio del dintel = 280,69 kN
- ½ del peso propio del murete de guarda = 112,63 kN
- ½ del peso propio de la ménsula donde se apoya la losa de transición = 21,43 kN

#### 3.1. CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.

##### FUERZAS VERTICALES ACTUANTES EN LA PILA DEL ESTRIBO

- *EN SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA:*

- En la hipótesis en que la viga esté cargada al máximo:

$$Nd1 = 3207.66 + 1,35 \cdot PP = 3207.66 + 1,35 \cdot 632,55 = 4061.6 \text{ KN}$$

- En la hipótesis en que la viga esté cargada al mínimo:

$$Nd2 = 2510.15 + PP = 2510.15 + 632,55 = 3142.7 \text{ KN.}$$

##### FUERZAS HORIZONTALES EN CABEZA DE LA PILA DEL ESTRIBO

- Frenado = 98.42 kN
- Viento = 13.38 kN
- Temperatura =  $2 \cdot (0,9 \cdot 0.943 \cdot ((350 \cdot 500)/49)) = 6.06 \text{ kN}$
- Retracción =  $2 \cdot (0,9 \cdot 4.5 \cdot ((350 \cdot 500)/49)) = 28.9 \text{ kN}$
- Fluencia =  $2 \cdot (0,9 \cdot 6,5 \cdot ((350 \cdot 500)/49)) = 41.78 \text{ kN.}$

##### FUERZAS HORIZONTALES DEBIDAS AL EMPUJE ACTIVO DEL TERRENO

- Características del suelo de relleno: Grava  $\varphi = 40^\circ$  y  $\gamma = 16,67 \text{ kN/m}^3$ .
- Cota superior del estribo = 174 m.s.n.m.
- Cota inferior del estribo = 166 m.s.n.m.
- $H = 174 - 166 = 7,08 \text{ m}$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \psi)}{\cos\psi \cos(\delta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \psi)}{\cos(\delta + \psi)}} \right]^2} =$$

$$\psi = 0$$

$$\delta = \frac{\varphi}{2} = \frac{40}{2} = 20$$

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} \cdot 16.67 \cdot 7.08^2 \cdot 0.199 = 83.14 \text{ KN/m}_{\text{lineal}}$$

$$E_A = 83.14 \cdot 1.5 = 124.71 \text{ K, aplicado a } \frac{H}{3} = 2.36 \text{ m de la base del estribo.}$$

#### FUERZAS HORIZONTALES DEBIDAS AL EMPUJE ACTIVO TOTAL DEL TERRENO

$$A_{c,\text{horizontal}} = 0.148 \text{ g}$$

$$A_{c,\text{vertical}} = 0.1036 \text{ g (70\% de la horizontal)}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi)}{\cos \psi \cos(\delta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \psi)}{\cos(\delta + \psi)}} \right]^2} = 0.247$$

$$K_h = \frac{a_h}{g} = \frac{0.148 \text{ g}}{g} = 0.148$$

$$K_v = \frac{a_v}{g} = \frac{0.1036 \text{ g}}{g} = 0.1036$$

$$\psi = \arctg \frac{K_h}{1 - K_v} = \arctg \frac{0.148}{1 - 0.1036} = 9.37$$

$$\delta = \frac{\varphi}{2} = \frac{40}{2} = 20$$

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} (1 - K_v) = \frac{1}{2} \cdot 0.247 \cdot 16.67 \cdot 7.08^2 (1 - 0.148) = 87.92 \text{ KN/m}_{\text{lineal}}$$

$$E_{ae} = 87.92 \frac{\text{KN}}{\text{m}_{\text{lineal}}} \cdot 1.5 \text{ m} = 131.88 \text{ KN, aplicado a } \frac{H}{2} = 3.54 \text{ de la base del estribo}$$

#### FUERZAS HORIZONTALES DEBIDAS A LAS SOBRECARGAS EN TERRAPLÉN

- Losa de transición: Canto de 30 cm.

$$\text{-Presión} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.3 = 95,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Carga sobre la superficie de afección del pilar} = 95,25 \cdot 1,5 = 142,875 \text{ KN/m}$$

- Vehículo pesado: 600 kN.

$$\text{-Área de afección del vehículo pesado} = 1,6 \cdot 2,4 = 3,84 \text{ m}^2$$

$$\text{-Presión sobre el terraplén} = 600/3,84 = 156,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{-Carga sobre la superficie de afección del pilar} = 156,25 \cdot 1,5 = 234,375 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{total}} = 142,875 + 234,375 = 377,25 \text{ kN/m}$$

$$E_{oila} = q_{\text{total}} \cdot K_a \cdot H = 377.25 \cdot 0.199 \cdot 7.08 = 531.51 \text{ KN, aplicado a } H/2 = 3.54 \text{ m de la base del estribo.}$$

### 3.2. CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

#### FUERZAS VERTICALES ACTUANTES EN EL ESTRIBO

- *EN SITUACIÓN POCO PROBABLE O CARACTERÍSTICA:*

- En la hipótesis en que la viga esté cargada al máximo:

$$Nd_1 = 2273.27 + PP = 2273.27 + 632,55 = 2905.82 \text{ KN}$$

- En la hipótesis en que la viga esté cargada al mínimo:

$$Nd_2 = 1499.06 + PP = 1499.06 + 632,55 = 2131.61 \text{ KN.}$$

- *EN SITUACIÓN CUASIPERMANENTE:*

- Existe una única hipótesis:

$$Nd_1 = 2998.12 + PP = 2998.12 + 632,55 = 3630.6 \text{ kN}$$

#### FUERZAS HORIZONTALES EN CABEZA DE LA PILA DEL ESTRIBO

Las fuerzas horizontales serán iguales a las calculadas para el Estado Límite Último, ya que los coeficientes parciales y los factores de simultaneidad referentes al Estado Límite de Servicio se aplican en sus respectivas tablas.

### 4. COMBINACIÓN DE ACCIONES.

#### 4.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

Para cada pila se buscan las combinaciones de cargas en situación permanente o transitoria en el Estado Límite Último y en las combinaciones del Estado Límite de Servicio situación de proyecto se identificarán las siguientes hipótesis:

-CASO 1:

Axil  $N_{d1}$  con los momentos provocados por  $F_x$ .

- CASO 2:

Axil  $N_{d2}$  con los momentos provocados por  $F_x$ .

#### 4.2. COMBINACIONES PARA ELU EN SITUACIÓN PERMANENTE O TRANSITORIA.

**CASO 1:** Carga predominante: Frenado

PILA	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)
Nd	4061.6			
FRENADO		98.42	1.35	132.867
VIENTO		13.38	0.9	12.042
TEMPERATURA		6.06	0.9	5.454
RETRACCIÓN		28.9	1.35	39.015
FLUENCIA		41.78	1.35	56.403
TERRENO		124.71	1.5	187.065
SOBRECARGA		531.51	1.0125	538.153875
TOTAL	4061.6			970.999875

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
<b>N (kN)</b>	4061.6
<b>Fx (kN)</b>	432.846

Siendo los momentos producidos por las acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F (kN)	L (m)	M (kNm)
<b>Mesf.cabeza</b>	432.846	4.93	2133.93078
<b>Mterreno</b>	187.065	2.36	441.4734
<b>Msobrecarga</b>	538.153875	3.54	1905.06472
<b>Total</b>			4480.4689

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila

<b>N (kN)</b>	4061.6
<b>Mx (kNm)</b>	4480.4689
<b>Vx (kN)</b>	970.999875

## CASO2

Carga predominante: Frenado

PILA	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)
<b>Nd</b>	3142.7			
<b>FRENADO</b>		98.42	1.35	132.867
<b>VIENTO</b>		13.38	0.9	12.042
<b>TEMPERATURA</b>		6.06	0.9	5.454
<b>RETRACCIÓN</b>		28.9	1.35	39.015
<b>FLUENCIA</b>		41.78	1.35	56.403
<b>TERRENO</b>		124.71	1.5	187.065
<b>SOBRECARGA</b>		531.51	1.0125	538.153875
<b>TOTAL</b>	3142.7			970.999875

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
<b>N (kN)</b>	3142.7
<b>Fx (kN)</b>	432.846

Siendo los momentos producidos por las acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F (kN)	L (m)	M (kNm)
<b>Mesf.cabeza</b>	432.846	4.93	2133.93078
<b>Mterreno</b>	187.065	2.36	441.4734
<b>Msobrecarga</b>	538.153875	3.54	1905.06472
<b>Total</b>			4480.4689

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila

<b>N (kN)</b>	3142.7
<b>Mx (kNm)</b>	4480.4689
<b>Vx (kN)</b>	970.999875

#### 4.3. COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACIÓN POCO PROBABLE O CARACTERÍSTICA.

##### CASO 1

Carga predominante: Frenado

<b>PILA</b>	<b>Fdz (kN)</b>	<b>Fx (kN)</b>	<b>Coef. Combi.</b>	<b>Fdx (kN)</b>
<b>Nd</b>	2905.82			
<b>FRENADO</b>		98.42	1	98.42
<b>VIENTO</b>		13.38	0.6	8.028
<b>TEMPERATURA</b>		6.06	0.6	3.636
<b>RETRACCIÓN</b>		28.9	1	28.9
<b>FLUENCIA</b>		41.78	1	41.78
<b>TERRENO</b>		124.71	1	124.71
<b>SOBRECARGA</b>		531.51	0.75	398.6325
<b>TOTAL</b>	2905.82	188.54		704.1065

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

<b>ACCIONES EN CABEZA DE PILA</b>	
<b>N (kN)</b>	2905.82
<b>Fx (kN)</b>	305.474

Siendo los momentos producidos por las acciones en cabeza de pila los siguientes:

<b>MOMENTO</b>	<b>F (kN)</b>	<b>L (m)</b>	<b>M (kNm)</b>
<b>Mesf.cabeza</b>	305.474	4.93	1505.98682
<b>Mterreno</b>	124.71	2.36	294.3156
<b>Msobrecarga</b>	398.6325	3.54	1411.15905
<b>Total</b>			3211.46147

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila

<b>N (kN)</b>	2905.82
<b>Mx (kNm)</b>	3211.46147
<b>Vx (kN)</b>	704.1065



**CASO2**

Carga predominante: Frenado

PILA	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)
<b>Nd</b>	2131.61			
<b>FRENADO</b>		98.42	1	98.42
<b>VIENTO</b>		13.38	0.6	8.028
<b>TEMPERATURA</b>		6.06	0.6	3.636
<b>RETRACCIÓN</b>		28.9	1	28.9
<b>FLUENCIA</b>		41.78	1	41.78
<b>TERRENO</b>		124.71	1	124.71
<b>SOBRECARGA</b>		531.51	0.75	398.6325
<b>TOTAL</b>	2131.61	188.54		704.1065

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
<b>N (kN)</b>	2131.61
<b>Fx (kN)</b>	305.474

Siendo los momentos producidos por las acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F (kN)	L (m)	M (kNm)
<b>Mesf.cabeza</b>	305.474	4.93	1505.98682
<b>Mterreno</b>	124.71	2.36	294.3156
<b>Msobrecarga</b>	398.6325	3.54	1411.15905
<b>Total</b>			3211.46147

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila

<b>N (kN)</b>	2131.61
<b>Mx (kNm)</b>	3211.46147
<b>Vx (kN)</b>	704.1065

#### 4.4. COMBINACIONES PARA ELS EN SITUACIÓN CUASIPERMANENTE.

##### CASO 1 Y 2

Carga predominante: Frenado

PILA	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)
Nd	3630.6			
FRENADO		98.42	1	98.42
VIENTO		13.38	0	0
TEMPERATURA		6.06	0.5	3.03
RETRACCIÓN		28.9	1	28.9
FLUENCIA		41.78	1	41.78
TERRENO		124.71	1	124.71
SOBRECARGA		531.51	0	0
TOTAL	3630.6	188.54		296.84

Se obtienen las siguientes acciones en cabeza de pila:

ACCIONES EN CABEZA DE PILA	
N (kN)	3630.6
Fx (kN)	296.84

Siendo los momentos producidos por las acciones en cabeza de pila los siguientes:

MOMENTO	F (kN)	L (m)	M (kNm)
Mesf.cabeza	296.84	4.93	1463.4212
Mterreno	124.71	2.36	294.3156
Msobrecarga	0	3.54	0
Total			1757.7368

Obteniendo los siguientes esfuerzos en el empotramiento de la pila

N (kN)	3630.6
Mx (kNm)	1757.7368
Vx (kN)	296.84

#### 5. ESTADOS LÍMITE.

##### 5.1. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN.

###### 5.1.1. INTRODUCCIÓN.

Para las comprobaciones relativas al Estado Límite de Fisuración, los efectos de las acciones están constituidos por tensiones en las secciones ( $\sigma$ ) o las aberturas de fisura ( $W$ ) que aquéllas ocasionan, en su caso.

Tanto  $\sigma$  como  $W$  se deducen a partir de las acciones de cálculo y de las combinaciones realizadas anteriormente. Las solicitaciones obtenidas para la combinación poco probable o característica son las siguientes:

CASO	ESFUERZOS	
1	N	2950.82
	M <sub>x</sub>	3211.46
2	N	2131.61
	M <sub>x</sub>	3211.46

Los criterios de comprobación de las tensiones y de las aberturas de fisuras se evalúan en los apartados siguientes.

#### 5.1.2. APARARICIÓN DE FISURAS POR COMPRESIÓN.

Se verifica que en combinación poco probable o característica de acciones, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0,60 f_{ck,j}$$

Donde:

- $\sigma_c$  Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.
- $f_{ck,j}$  Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a 28 días.

Se busca la cuantía de armadura longitudinal que permita el cumplimiento de esta verificación. La cuantía mínima de armadura para satisfacer el cumplimiento de la verificación es de 38 Ø25:

Características mecánicas de la sección con la cuantía mínima de armado:

<b>Radio</b>	750 mm
<b>A<sub>c</sub></b>	1767145.88 mm <sup>2</sup>
<b>I<sub>fis</sub></b>	59600000000 mm <sup>4</sup>
<b>y<sub>fis</sub></b>	360 mm

CASO	N <sub>d</sub> (N)	M <sub>d</sub> (Nmm)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)	0.6 f <sub>ck,j</sub> (MPa)	
1 A	2950820	3211460000	17.67	18	<b>CUMPLE</b>
1 B	2131610	3211460000	17.14	18	<b>CUMPLE</b>

Por tanto, el armado de 38 Ø 25 es el armado mínimo que se dispondrá en el pilar.

#### 5.1.3. FISURACIÓN POR TRACCIÓN

CONSIDERACIONES GENERALES.

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer bajo la combinación cuasipermanente de acciones la siguiente inecuación:

$$W_K \leq W_{m\acute{a}x}$$

Donde:

- $W_k$  Abertura característica de fisura.
- $W_{m\acute{a}x}$  Abertura máxima de fisura.

Para la verificación, la normativa no contempla el caso de secciones circulares. Se utilizará una sección cuadrada inscrita en la circunferencia de la pila, hipótesis que está en el lado de la seguridad.

En unos primeros cálculos iniciales con un armado de 38  $\varnothing 25$ ,  $W_k = 0,26 \leq W_{m\acute{a}x} = 0,3$ . Cumple, por tanto el armado mínimo por criterios de fisuración es 38  $\varnothing 25$ .



## PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA

Hora: 17:03:38

### Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

#### 1 Datos

##### - Materiales

Tipo de hormigón: HA-30  
Tipo de acero: B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00

##### - Ambiente

Clase general de exposición : IIb  
Clases específicas de exposición : Qb

##### - Geometría de la sección

Sección : PILACUADRADA  
 $b$  [m] = 1.06  
 $h$  [m] = 1.06

##### - Armado de la sección

$i$  [mm] = 25



capa	nº barras	Separación [mm]
1	19	112.5
2	19	836.3

$A_s$  [cm<sup>2</sup>] = 93.3  
 $A_{c,ef}$  [cm<sup>2</sup>] = 2816.0

#### 2 Resultados

$M_k$  [kN·m] = 1198.87  
 Separación media entre fisuras  $s_m$  [mm] = 247.0  
 Deformación media de las armaduras  $\epsilon_{sm}$  [ $\cdot 10^{-3}$ ] = 0.62  
 Tensión en las armaduras en el instante de fisuración  $\sigma_{sr}$  [MPa] = 87.8  
 Tensión en las armaduras en servicio  $\sigma_s$  [MPa] = 150.0  
 Abertura característica de fisura  $w_k$  [mm] = 0.26

Clase de exposición	$w_k$ max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	



Obra: PILA

Hora: 17:20:26

---

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

---

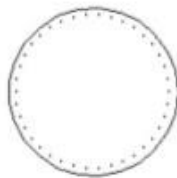
**1 Datos**

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
fck [MPa] = 30.00  
fyk [MPa] = 500.00  
 $j_c$  = 1.50  
 $j_s$  = 1.15

- Sección

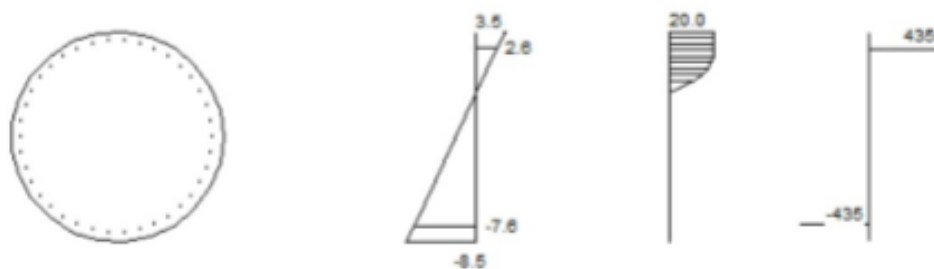
Sección : ESTRIBO  
i [m] = 1.50  
r [m] = 0.070  
nº barras = 38



## 2 Comprobación

$i$  [mm] = 25  
 $N_d$  [kN] = 2131.91  
 $M_d$  [kN·m] = 3611.17

$N_u$  [kN] = 3730.6  
 $M_u$  [kN·m] = 6319.2  
 $j$  = 1.75



Plano de deformación de agotamiento

$x$  [m] = 0.436  
 $1/r$  [1/m] · 1.E-3 = 8.0  
 $h_u$  · 1.E-3 = 3.5  
 $h_l$  · 1.E-3 = -8.5

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación · 1.E-3	Tensión [MPa]
0.117	2.6	-434.8
1.383	-7.6	434.8



## 5.2. ELU DE AGOTAMIENTO POR TENSIONES NORMALES A FLEXIÓN COMPUESTA.

### CONSIDERACIONES GENERALES.

Se dimensiona en base a las 2 combinaciones de esfuerzos de cada situación (transitoria o permanente) con el programa PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL V3.1.9.

### RESULTADOS

-Para ELU en situación permanente o transitoria:

CASO	ESFUERZOS	ARMADO
1	N	
	$M_x$	2950.82 3211.46 16 Ø25 (Armado mínimo)
2	N	2131.61
	$M_x$	3211.46 20 Ø25 (Armado mínimo)

La armadura necesaria para el Estado Límite Último en flexocompresión:

$$A_s = 9817.47 \text{ mm}^2 (20 \text{ Ø}25)$$

Por criterios de fisuración se debe disponer de la siguiente cuantía de armadura:

$$A_s = 18653.21 \text{ mm}^2 (38 \text{ Ø}25).$$

## 5.3. ELU DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES TANGENCIALES.

### 5.3.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

El estado límite último por esfuerzo cortante se puede alcanzar, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción.

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Con:

- $V_{rd}$  Esfuerzo cortante de cálculo obtenido con combinaciones de ELU permanente y transitorio
- $V_{u1}$  Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma
- $V_{u2}$  Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma

### 5.3.2. CÁLCULOS Y RESULTADOS.

Mediante el software: COMPROBACIÓN A CORTANTE DE UNA SECCIÓN CIRCULAR DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN EL MÉTODO SIMPLIFICADO DE LA EHE-08, se obtiene la cuantía de armadura transversal necesaria para satisfacer las dos condiciones.

En situación persistente o transitoria:

CASO	N(KN)	V <sub>α</sub> (KN)	Cotg(θ)	V <sub>u1</sub> (KN)	V <sub>u2</sub> (KN)	Sin armado a cortante
1	2950.82	970.99	1	6875.41	997.3	CUMPLE
2	2131.61	970.99	1	9161.7	1307.36	CUMPLE

No es necesario armadura de cortante, pero se debe colocar una cuantía mínima.

#### CUANTÍAS MÍNIMAS

La cuantía mínima debe ser tal que se cumpla la relación:

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} b_0$$

Siendo

- $f_{y\alpha,d} = 400 \text{ N/mm}^2$
- $\sin(\alpha=90) = 1$
- $b_0 = 1272.1922 \text{ mm}$
- $f_{ct,m} = 2.896 \text{ N/mm}^2$

Obteniendo :  $A_{\alpha} = 1.234 \text{ mm}^2/\text{mm} = 12.32 \text{ cm}^2/\text{m}$

La armadura transversal será por tanto, la cuantía mínima, siendo el armado final:

$$S_t \leq \frac{r \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}}{A_{\alpha}}$$

$$\rightarrow \phi_{10}: S_t \leq \frac{2 \cdot \pi \cdot \frac{10^2}{4}}{1.234} = 127.29 \text{ mm}$$

**ARMADO FINAL: 1e Ø10 c/10 cm.**

#### 5.4. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE INESTABILIDAD.

##### CONSIDERACIONES GENERALES

En soportes aislados, los efectos de segundo orden pueden despreciarse si la esbeltez mecánica de los soportes es superior a 200. En soportes aislados, los efectos de segundo orden pueden despreciarse si la esbeltez mecánica es inferior a una esbeltez límite asociada a una pérdida de capacidad portante del soporte del 10% respecto a un soporte no esbelto. La esbeltez límite inferior  $\lambda_{inf}$  puede aproximarse por la siguiente expresión:

$$\lambda_{inf} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} \left[ 1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \left( \frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

- v Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte (v=0.0427).
- e<sub>2</sub> Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con mayor momento, considerada positiva (75 mm).

- $e_1$  Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con menor momento, positiva si tiene el mismo signo que  $e_2$ . (En estructuras traslacionales se tomará  $e_1/e_2=1$ )
- $h$  Canto de la sección en el plano de flexión considerado.
- $C$  Coeficiente que depende de la disposición de armaduras cuyos valor son:  
0,24 para armadura simétrica en dos caras opuestas en el plano de flexión.  
0,20 para armadura igual en las cuatro caras.  
0,16 para armadura simétrica en las caras laterales.

#### PARÁMETROS DE CÁLCULO

$A_c$	1.767 m <sup>2</sup>
$f_{cd}$	20 MPa
$h_{PILA}$	4.93 m
$C$	0.2

#### RESULTADOS

-En situación persistente o transitoria:

CASO	$N_d(KN)$	$M_{\alpha,d}(KNm)$	$V$	$e_2(m)$	$\lambda_{inf}$	$\lambda_{inf,máx}$	$\lambda_{mec}$	Sin armado a cortante
1	2950.82	3211.46	0.083	0.659	68.7	68.7	26.29	CUMPLE
2	2131.61	3211.46	0.06	1.694	70.18	70.18	26.29	CUMPLE

Por consiguiente, como la esbeltez mecánica es inferior a la esbeltez límite inferior en todas las hipótesis de combinaciones de cargas, no será necesario tener en cuenta los efectos de segundo orden de las pilas.

### 6. DIMENSIONAMIENTO DEL MURETE DE GUARDA.

#### 6.1. OBTENCIÓN DE CARGAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO.

##### 6.1.1. CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

FUERZAS VERTICALES.

-En situación persistente o transitoria.

$$N_{d1} = 1,35 \cdot PP = 1,35 \cdot 225,27 = 304,11 \text{ kN}$$

FUERZAS HORIZONTALES.

$$\text{-Empuje activo (H = 2,15 m)} = 0,5 \cdot 16,67 \cdot 2,152 \cdot 0,199 \cdot 12,7 = 97,37 \text{ KN}$$

$$\text{-Empuje activo total} = 0,5 \cdot 0,247 \cdot 16,67 \cdot 2,152 \cdot (1-0,148) \cdot 12,7 = 102,97 \text{ KN}$$

$$\text{-Empuje sobrecargas} = 3155,95 \cdot 0,199 \cdot 2,15 = 1350,27 \text{ kN}$$

$$\text{-Momento debido a las sobrecargas (sin combinar)} = 1350,27 \cdot 1,075 = 1451,54 \text{ KNm}$$

### 6.1.2. CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

#### FUERZAS VERTICALES

-En situación poco probable o característica:

$$N_{d1} = PP = 225,27 \text{ kN}$$

- En situación cuasipermanente:

$$N_{d1} = PP = 225,27 \text{ kN}$$

#### FUERZAS HORIZONTALES ACTUANTES EN EL MURETE DE GUARDA.

Las fuerzas horizontales serán iguales a las calculadas para el Estado Límite Último, ya que los coeficientes parciales y los factores de simultaneidad referentes al Estado Límite de Servicio se aplican en sus respectivas tablas

### 6.2. COMBINACIÓN DE CARGAS.

#### 6.2.1. COMBINACIÓN PARA ELU EN SITUACIÓN PERMANENTE O TRANSITORIA.

PILA	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Md(KNm)
Nd	304.11				
TERRENO		97.37	1.5	146.055	104.74
SOBRECARGA		1350.27	0.54	729.1458	783.84
TOTAL	304.11			875.2008	888.58

#### 6.2.2. COMBINACIÓN PARA ELS EN SITUACIÓN POCO PROBABLE O CARACTERÍSTICA.

PILA	Fdz (kN)	Fx (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Md(KNm)
Nd	225.2				
TERRENO		97.37	1	97.37	67.78
SOBRECARGA		1350.27	0.2	270.054	290.3
TOTAL	225.2			367.424	358.08

## 6.3. ESTADOS LÍMITE.

### 6.3.1. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Muro de guarda

Hora: 21:24:03

---

#### Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

---

## 1 Datos

### - Materiales

Tipo de hormigón: HA-30  
Tipo de acero: B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00

### - Ambiente

Clase general de exposición : IIb  
Clases específicas de exposición : Qb

### - Geometría de la sección

Sección : MURO  
 $b$  [m] = 12.70  
 $h$  [m] = 0.33

### - Armado de la sección

$i$  [mm] = 16

=====

capa	nº barras	Separación [mm]
1	65	78.0
2	65	172

$A_s$  [cm<sup>2</sup>] = 130.7  
 $A_{c,ef}$  [cm<sup>2</sup>] = 1.048E4

## 2 Resultados

$M_k$  [kN·m] = 888.55  
 Separación media entre fisuras  $s_m$  [mm] = 243.0  
 Deformación media de las armaduras  $\epsilon_{sm}$  [ $\cdot 10^{-3}$ ] = 0.72  
 Tensión en las armaduras en el instante de fisuración  $\sigma_{sr}$  [MPa] = 279.2  
 Tensión en las armaduras en servicio  $\sigma_s$  [MPa] = 282.5  
 Abertura característica de fisura  $w_k$  [mm] = 0.30

Clase de exposición	$w_k$ max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

### 6.3.2. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN LONGITUDINAL.

#### CONSIDERACIONES GENERALES.

Se dimensiona en base a la combinación de esfuerzos de cada situación (transitoria o permanente) con el programa PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL V3.1.9.

#### RESULTADOS

- Para ELU en situación permanente o transitoria:

CASO	ESFUERZOS	ARMADO
1	N	
	304.11	
	M <sub>x</sub>	86 Ø25 (Armado mínimo)
	888.55	

Por criterios de fisuración, se colocará el siguiente armado:

**Armadura final: 130 Ø16**

## COMPROBACIÓN



### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Muro de guarda

Hora: 21:28:00

---

#### Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

---

#### 1 Datos

##### - Materiales

Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
fck [MPa] = 30.00  
fyk [MPa] = 500.00  
 $j_c$  = 1.50  
 $j_s$  = 1.15

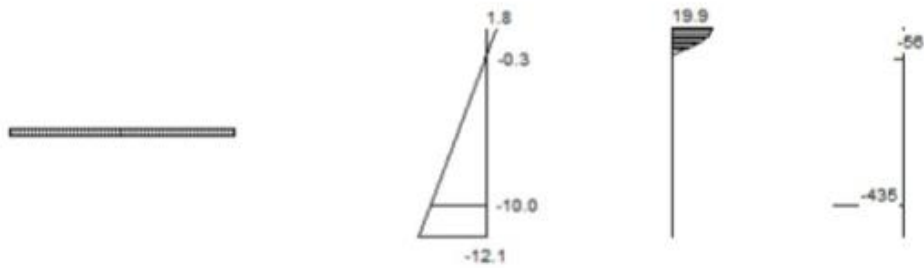
##### - Sección

Sección : MUROGUARDA  
b [m] = 12.70  
h [m] = 0.33  
r [m] = 0.050  
  
n° barras horizontales = 65  
n° barras verticales = 2



## 2 Comprobación

$i$  [mm] = 16  
 $N_d$  [kN] = 304.11  
 $M_d$  [kN·m] = 888.55  
  
 $N_u$  [kN] = 550.1  
 $M_u$  [kN·m] = 1607.4  
 $j$  = 1.81



Plano de deformación de agotamiento

$x$  [m] = 0.043  
 $1/r$  [1/m] · 1.E-3 = 42.2  
 $h_u$  · 1.E-3 = 1.8  
 $h_l$  · 1.E-3 = -12.1

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación · 1.E <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.050	-0.3	56.1
0.280	-10.0	434.8

### 6.3.3. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN TRANSVERSAL.

#### CUANTÍA MECÁNICA

$$A_s \cdot f_{yd} \geq \frac{W_1}{Z} \cdot f_{ctm,fl}$$

- $W_1 = 0.02/0.165 = 0.12 \text{ m}^3$
- $Z = 0.8 \cdot h = 0.8 \cdot 0.3 = 0.264 \text{ m}$
- $f_{yd} = 500/1.15$
- $f_{ctm,fl} = 0.3 \cdot 30^{2/3} = 2.896 \text{ N/mm}^2$

$$A_s = 30.3 \text{ cm}^2$$

#### CUANTÍA GEOMÉTRICA

$$A_s \geq \% \cdot A_c; \quad A_s \geq (3.2/1000) \cdot 0.71; \quad A_s = 0.00227 \text{ m}^2 = 22.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s' \geq 0.3 A_s; \quad A_s' \geq 0.3 \cdot 22.7 = 6.81 \text{ cm}^2$$

#### ARMADO FINAL

$$A_s = 16 \text{ } \emptyset 16 = 32.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 16 \text{ } \emptyset 16 = 32.17 \text{ cm}^2$$

### 6.3.4. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO CORTANTE.

#### CONSIDERACIONES GENERALES

Se dimensiona en base a la combinación de esfuerzos de cada situación (transitoria o permanente) con el programa PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL V3.1.9.

#### RESULTADOS.

-En situación persistente o transitoria

CASO	N(KN)	V <sub>α</sub> (KN)	Cotg(θ)	V <sub>u</sub> (KN)	Sin armado a cortante
1	304.11	875.25	1	1374.1	CUMPLE

No es necesario armadura de cortante, pero se debe colocar una cuantía mínima.

#### CUANTÍAS MÍNIMAS

La cuantía mínima debe ser tal que se cumpla la relación:

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} b_0$$

Siendo

- $f_{y\alpha,d} = 400 \text{ N/mm}^2$
- $\sin(\alpha=90) = 1$
- $b_0 = 1000$
- $f_{ct,m} = 2.896 \text{ N/mm}^2$

Obteniendo:

$$A_\alpha = 0.97 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La armadura transversal será por tanto, la cuantía mínima, siendo el armado final:

Separaciones:  $S_t \leq 0,75d (1+\cotg) \leq 600$  para  $V_{rd} \leq (1/5) V_{u1}$ .

**ARMADO FINAL: 1e Ø8 c/20 cm (por metro de muro)**

## **7. DIMENSIONAMIENTO DEL DINTEL.**

### **7.1. OBTENCIÓN DE LAS CARGAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL DINTEL.**

#### **7.1.1. CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.**

FUERZAS VERTICALES.

$$PP = 25 \text{ kN/m}_3 \cdot 1 \text{ m} \cdot 1,8 \text{ m} = 45 \text{ kN/m}$$

$$CM = 25 \text{ kN/m}_3 \cdot 2,15 \text{ m} \cdot 0,33 \text{ m} = 17,74 \text{ kN/m}$$

$$N_{d1} = 1,35 \cdot (PP + CM) = 1,35 \cdot (45 + 17,74) = 84,7 \text{ kN/m}$$

\*La carga muerta (murete de guarda) produce un momento torsor en el dintel:

$$M_x = (17,74 \cdot 12,7) \cdot (0,9-0,165) = 165,59 \text{ kN/m}$$

FUERZAS HORIZONTALES.

$$\text{-Empuje activo (H = 1 m)} = 0,5 \cdot 16,67 \cdot 1 \cdot 0,199 = 1,66 \text{ kN/m}$$

$$\text{-Empuje activo total} = 0,5 \cdot 0,247 \cdot 16,67 \cdot 1 \cdot (1-0,148) = 1,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{-Empuje sobrecargas} = 248,5 \cdot 0,199 \cdot 1 = 49,45 \text{ kN/m}$$

#### **7.1.2. CARGAS PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.**

FUERZAS VERTICALES

$$N_{d1} = PP + CM = 45 + 17,74 = 62,74 \text{ kN/m}$$

FUERZAS HORIZONTALES ACTUANTES EN EL DINTEL

Las fuerzas horizontales serán iguales a las calculadas para el Estado Límite Último, ya que los coeficientes parciales y los factores de simultaneidad referentes al Estado Límite de Servicio se aplican en sus respectivas tablas.

## 7.2. COMBINACIÓN DE CARGAS.

### 7.2.1. COMBINACIÓN PARA ELU EN SITUACIÓN PERMANENTE O TRANSITORIA.

PILA	Fdz (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)
Nd	84.7			
TERRENO		1.66	1.5	2.49
SOBRECARGA		49.45	0.54	26.703
TOTAL	84.7			29.193

Vx(KN)	292.22
Vy(KN)	100.74
Mz(KNm)	504.07
My(KNm)	173.78

### 7.2.2. COMBINACIÓN PARA ELS EN SITUACIÓN POCO CARACTERÍSTICA.

PILA	Fdz (kN)	Fy (kN)	Coef. Combi.	Fdx (kN)	Md(KNm)
Nd	62.7				
TERRENO		1.66	1	1.66	67.78
SOBRECARGA		49.45	0.2	9.89	290.3
TOTAL	62.7			11.55	358.08

A partir de la combinación de acciones, se obtienen los siguientes esfuerzos:

Vx(KN)	216.45
Vy(KN)	39.85
Mz(KNm)	373.78
My(KNm)	68.74

## 7.3. ESTADOS LÍMITE

### 7.3.1. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXIÓN LONGITUDINAL.

#### CONSIDERACIONES GENERALES

Se dimensiona en base a la combinación de esfuerzos de cada situación (transitoria o permanente y sísmica) con el programa PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL V3.1.9.

## RESULTADOS

- Para ELU en situación permanente o transitoria:

CASO	Mz(KNm)	Armado final
1	504.7	17 Ø25 (Armado mínimo)

## CUANTÍAS MÍNIMAS

### CUANTÍA MECÁNICA

$$A_s \cdot f_{yd} \geq \frac{W_1}{Z} \cdot f_{ctm,fl}$$

- $W_1 = 0.45/0.5 = 0.9 \text{ m}^3$
- $Z = 0.8 \cdot h = 0.8 \cdot 1 = 0.8 \text{ m}$
- $f_{yd} = 500/1.15$
- $f_{ctm,fl} = 0.3 \cdot 30^{2/3} = 2.896 \text{ N/mm}^2$

$$A_s = 0.00749 \text{ m}^2 = 74.93 \text{ cm}^2$$

### CUANTÍA GEOMÉTRICA

$$A_s \geq \text{‰} \cdot A_c; \quad A_s \geq (2.8/1000) \cdot 1.8; \quad A_s = 0.00504 \text{ m}^2 = 50.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s' \geq 0.3 A_s; \quad A_s' \geq 0.3 \cdot 50.4 = 15.12 \text{ cm}^2$$

### ARMADO FINAL

$$A_s = 24 \text{ Ø } 20 = 75.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 5 \text{ Ø } 20 = 15.7 \text{ cm}^2$$

## 7.3.2. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO POR ESFUERZO CORTANTE.

### CONSIDERACIONES GENERALES

Se dimensiona en base a la combinación de esfuerzos de cada situación (transitoria o permanente y sísmica) con el programa PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL V3.1.9.

## RESULTADOS

-En situación persistente o transitoria:

CASO	N(KN)	Cotg(θ)	V <sub>u</sub> (KN)	Sin armado a cortante
1	308.86	1	811.9	CUMPLE

No es necesario armadura de cortante, pero se debe colocar una cuantía mínima.

La cuantía mínima debe ser tal que se cumpla la relación:

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} b_0$$

Siendo

- $f_{y\alpha,d} = 400 \text{ N/mm}^2$
- $\sin(\alpha=90) = 1$
- $b_0 = 1800$
- $f_{ct,m} = 2.896 \text{ N/mm}^2$

Obteniendo:

$$A_{\alpha} = 1.74 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La armadura transversal será por tanto, la cuantía mínima, siendo el armado final:

$$S_t \leq \frac{r \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}}{A_{\alpha}}$$

$$\rightarrow \phi_{10}: S_t \leq \frac{2 \cdot \pi \cdot \frac{10^2}{4}}{1.74} = 90.27 \text{ mm}$$

**ARMADO FINAL: 1e Ø10 c/9 cm.**

Separaciones:  $S_t \leq 0,75d (1+\cotg) \leq 600$  para  $V_{rd} \leq (1/5) V_{u1}$ .

**ARMADO FINAL: 1e Ø8 c/20 cm (por metro de muro)**

### 7.3.3. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE AGOTAMIENTO POR TORSIÓN.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Dintel Estribo

Hora: 13:07:27

---

#### Cálculo de secciones rectangulares a torsion

---

##### 1 Datos

###### - Materiales

Tipo de hormigón : HA-30  
Tipo de acero : B-500-S  
fck [MPa] = 30.00  
fyk [MPa] = 500.00  
 $i_c$  = 1.50  
 $i_s$  = 1.15

###### - Sección

Sección : DINTEL  
b0 [m] = 1.80  
h [m] = 1.00



## 2 Comprobación

$h_e$  [m] = 0.321  
 $A_e$  [m<sup>2</sup>] = 1.003  
 $u_e$  [m] = 4.314  
 $t$  [°] = 45.0  
 $d$  = 0.60

Torsor de cálculo [kN·m] = 165.59

Agotamiento de las bielas  $Tu1$  [kN·m] = 2318.1

### - Armadura transversal

Area estricta [cm<sup>2</sup>] = 2.1

i [mm]	Separación [mm]	nº estribos	Area [cm <sup>2</sup> /m]	Tu2 [kN·m]
6	0.10	1	2.8	226.9
8	0.20	1	2.5	201.7
10	0.30	1	2.6	210.1
12	0.30	1	3.8	302.5

### - Armadura longitudinal

Area estricta [cm<sup>2</sup>] = 8.9

i [mm]	número de redondos	Area [cm <sup>2</sup> ]	Tu3 [kN·m]
10	12	9.4	175.3
12	10	11.3	210.4
14	8	12.3	229.1
16	6	12.1	224.4
20	4	12.6	233.7



### 7.3.4. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Dintel Estribo

Hora: 13:06:49

---

#### Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

---

## 1 Datos

### - Materiales

Tipo de hormigón: HA-30  
Tipo de acero: B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00

### - Ambiente

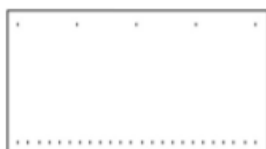
Clase general de exposición : IIb  
Clases específicas de exposición : Qb

### - Geometría de la sección

Sección : DINTEL  
b [m] = 1.80  
h [m] = 1.00

### - Armado de la sección

i [mm] = 20



capa	nº barras	Separación [mm]
1	24	80.0
2	5	820

$A_s$  [cm<sup>2</sup>] = 75.4  
 $A_{c,ef}$  [cm<sup>2</sup>] = 4140.0

## 2 Resultados

$M_k$  [kN·m] = 373.78  
 Separación media entre fisuras  $s_m$  [mm] = 209.0  
 Deformación media de las armaduras  $\epsilon_{sm}$  [ $\cdot 10^{-3}$ ] = 0.12  
 Tensión en las armaduras en el instante de fisuración  $\sigma_{sr}$  [MPa] = 148.0  
 Tensión en las armaduras en servicio  $\sigma_s$  [MPa] = 58.2  
 Abertura característica de fisura  $w_k$  [mm] = 0.04

Clase de exposición	w <sub>k</sub> max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

## 8. DIMENSIONAMIENTO DE LA MÉNSULA CORTA.

### 8.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

La losa de transición se apoyará sobre una ménsula corta. Se definen como ménsulas cortas aquellas ménsulas cuya distancia  $a$ , entre la línea de acción de la carga vertical principal y la sección adyacente al soporte, es menor o igual que el canto útil  $d$ , en dicha sección (figura A6.6.4).

El canto útil  $d$  medido en el borde exterior del área donde se aplica la carga, será igual o mayor que  $d$ .

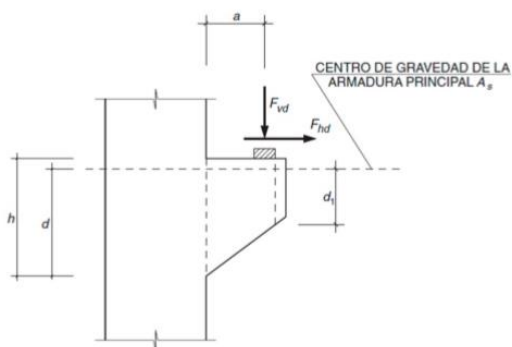


Ilustración 71. Ménsula corta

Por tratarse de una región D, el método general de análisis será el indicado en el Artículo 24º de la EHE-08. Las comprobaciones de bielas, tirantes y nudos y las propiedades de los materiales a considerar serán las indicadas en el Artículo 40º.

El modelo de celosía equivalente será el que se indica en la siguiente figura:

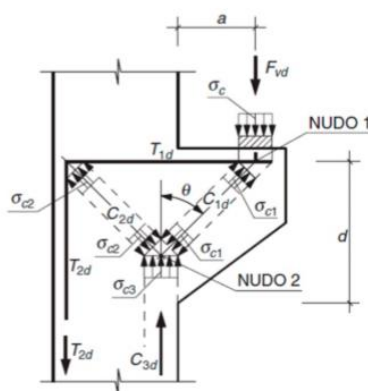


Ilustración 72. Modelo de celosía de ménsula corta

En ángulo de inclinación de las compresiones oblicuas (bielas), podrá, de acuerdo con las condiciones geométricas y de ejecución, adoptar los siguientes valores:

- $\cotg = 1,4$  Si se hormigona la ménsula monolíticamente con el pilar. Podrá adaptarse valores distintos de  $\cotg$  y nunca superiores a 2,0 previa justificación mediante estudios teóricos o experimentales adecuados.

- $\cotg = 1,0$  Si se hormigona la ménsula sobre el hormigón del pilar endurecido.
- $\cotg = 0,6$  Para el caso anterior, pero con rugosidad débil de la superficie del hormigón endurecido.

El canto útil  $d$  de la ménsula cumplirá la condición siguiente:

$$d \geq \frac{a}{0.85} \cotg \theta$$

La armadura  $A_s$  se dimensionará para una tracción de cálculo:

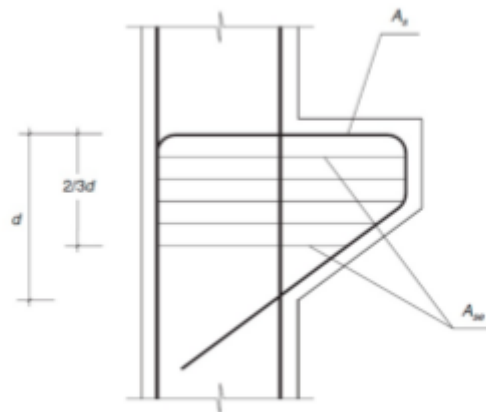
$$T_{1d} = F_{vd} \tan \theta + F_{hd} = A_s f_{yd}$$

Con  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$ .

Se dispondrán cercos horizontales ( $A_{se}$ ) uniformemente distribuidos para absorber una tracción total.

$$T_{2d} = 0.20 F_{vd} = A_{se} f_{yd}$$

Con  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$ .



**6.5.**

Ilustración 73. Modelo de celosía corta

**6.6.**

## 8.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA.

Datos:

- $\cotg = 1,4$  La ménsula se hormigonará monolíticamente al peto.
- $a = 175 \text{ mm}$
- $R_{mec} = 70 \text{ mm}$  -  $d = 600 - 70 = 530$

Se cumple la condición:

$$d = 530 \text{ mm} \geq \frac{175}{0.85} 1.4 = 288.23 \text{ mm}$$

Las dimensiones de la losa de transición según la norma, serán de una longitud de 5 metros y de ancho, el total de la distancia de los carriles más los arceles (10 metros) y un canto de 30 cm:

$$F_{vd} = 25 \text{ KN/m}^3 \cdot 5 \cdot 0.3 = 37.5 \text{ KN/m}$$

-ARMADURA PRINCIPAL

$$T_{1d} = (37.5 \cdot 10^3) \cdot 0.714 = A_s \cdot 400$$

$A_s = 66,94 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Por criterios de separación se coloca 1  $\emptyset 12$  c/20 cm.

-ARMADURA SECUNDARIA

$$T_{2d} = (37.5 \cdot 10^3) \cdot 0.2 = A_{sE} \cdot 400$$

$$A_{se} = 18,75 \text{ mm}^2/\text{m}. (3 \text{ cercos } \emptyset 12)$$

## 9. EJECUCIÓN Y CONTROL.

### 9.1. DESCIMBRADO, DESENCOFRADO Y DESMOLDEO.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 13/02/2017

Hora: 20:27:13

#### Descimbrado, desencofrado y desmoldeo

##### 1 Datos

Temperatura media [°C] = 15

Relación carga posterior al descimbrado / carga al descimbrar Q/G = 0.5

##### 2 Resultados

Edad de descimbrado [días] = 16

- Plazos orientativos de desencofrado y descimbrado:

T [°C]	Q/G				
	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
0	44	36	31	27	24
5	30	24	21	18	16
10	22	18	15	13	12
15	18	15	12	11	9
20	15	12	10	9	8
25	13	10	9	8	7
30	11	9	8	7	6

Temperatura superficial del hormigón [°C]				
Tipo de elemento	≥24	16	8	2
Encofrado vertical	9 horas	12 horas	18 horas	30 horas
Losas. Fondos de encofrado	2 días	3 días	5 días	8 días
Losas. Puntales	7 días	9 días	13 días	20 días
Vigas. Fondos de encofrado	7 días	9 días	13 días	20 días
Vigas. Puntales	10 días	13 días	18 días	28 días

Valores de referencia. Válidos para cemento Portland (CEM I) de endurecimiento normal

## 9.2. CURADO DEL HORMIGÓN.



### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 13/02/2017  
Hora: 21:35:41

---

#### Curado del hormigón

---

##### 1 Datos

Condiciones ambientales Tipo B:  
Expuesta al sol con intensidad media  
Velocidad de viento media  
Humedad relativa entre el 50 y el 80%  
Relación agua/cemento = entre 0.50 y 0.60  
Clase de cemento : 52,5 R; 52,5; 42.5 R  
Tipo de cemento : Portland  
Clase de exposición : II Normal  
Temperatura media [°C] = 15  
Adición de cenizas [% en peso] = 0.0

##### 2 Resultados

Velocidad de desarrollo de la resistencia : Rápida  
D1 = 0  
Parámetro básico de curado D0 = 3  
Coeficiente de ponderación ambiental K = 1.00  
Coeficiente de ponderación térmica L = 1.00  
Duración mínima del curado [días] = 3

### 9.3. CONTROL ESTADÍSTICO DEL HORMIGÓN.



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA  
Fecha: 13/02/2017  
Hora: 21:36:39

#### Control estadístico del hormigón

##### 1 Datos

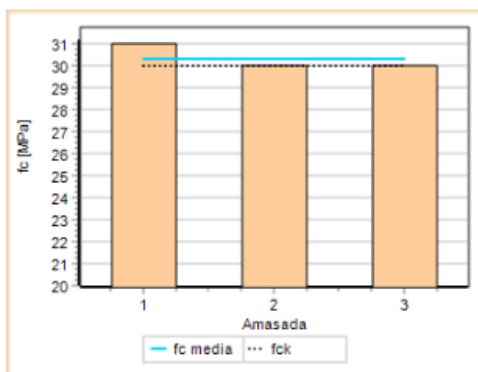
fck de proyecto [MPa] = 30  
Número de amasadas = 3

Amasada	fci [MPa]
1	31
2	30
3	30

##### 2 Resultados

Resistencia media fcm [MPa] = 30.33

Se acepta el lote







## **APÉNDICE Nº 7**

### **CIMENTACIÓN**

## ÍNDICE APÉNDICE 7. CIMENTACIÓN

1.	INTRODUCCIÓN .....	336
2.	CONDICIONES GENERALES. ....	336
3.	MATERIALES .....	338
3.1.	HORMIGÓN.....	338
3.1.1.	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN .....	338
3.1.2.	CARACTERÍSTICAS REOLÓGICAS DEL HORMIGÓN .....	339
3.1.3.	ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL HORMIGÓN .....	341
3.2.	ACERO.....	342
3.2.1.	IDENTIFICACIÓN DE LOS REDONDOS CORRUGADOS .....	342
3.2.2.	ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL ACERO .....	343
3.2.3.	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL ACERO .....	344
4.	METODOLOGÍA DE CÁLCULO.....	346
4.1.	CRITERIOS GENERALES.....	346
4.2.	CIMENTACIÓN PROFUNDA .....	346
4.2.1.	CARGA ADMISIBLE DE UN PILOTE .....	346
4.2.2.	VALORES DE LAS RESISTENCIAS UNITARIAS .....	346
4.2.3.	TOPE ESTRUCTURAL.....	347
5.	CÁLCULOS REALIZADOS.....	348
6.	CONCLUSIONES. ....	353

## 1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este Apéndice 7 del Anejo 6. CÁLCULO ESTRUCTURAL es realizar el diseño y cálculo de las cimentaciones de hormigón armado, en el se recogen y describe los materiales utilizados, las hipótesis de carga, los métodos de cálculo y los resultados del mismo.

## 2. CONDICIONES GENERALES.

En las conclusiones del Anejo 2. Geología y geotecnia, se sugería una cimentación profunda en base a los resultados obtenidos en ese anejo, resumen de datos que trasladamos a este apéndice y que serán los que utilizaremos en los cálculos de la cimentación.

Nivel freático, a la profundidad máxima de las investigaciones realizadas no lo han interceptado, por lo que no se prevé que aparezca agua.

	ESTRIBO SUR	PILAR CENTRAL	ESTRIBO NORTE
<b>ESTRATO 1</b>			
Profundidad inicial	0	0	0
Profundidad final	5.2	5	7.6
Espesor	5.2	5	7.6
Humedad natural	17.2	17.2	17.2
Peso específico	17.7	17.7	17.7
Resistencia a compresión simple	48.1	48.1	48.1
Cohesión efectiva	0	0	0
Ángulo de rozamiento interno efectivo	23.3	23.3	23.3
Hinchamiento libre	0.29	0.29	0.29
Consistencia	BLANDA	BLANDA	BLANDA

	ESTRIBO SUR	PILAR CENTRAL	ESTRIBO NORTE
<b>ESTRATO 2</b>			
Profundidad inicial	5.2	5	7.6
Profundidad final	17	18.2	21.2
Espesor	11.8	13.2	13.6
Humedad natural	11.9	11.9	11.9
Peso específico	19.5	19.5	19.5
Resistencia a compresión simple	422.7	422.7	422.7
Cohesión efectiva	157.9	157.9	157.9
Ángulo de rozamiento interno efectivo	33.2	33.2	33.2
Hinchamiento libre	0	0	0
Consistencia	FIRME	FIRME	FIRME

	<b>ESTRIBO SUR</b>	<b>PILAR CENTRAL</b>	<b>ESTRIBO NORTE</b>
<b>ESTRATO 3</b>			
Profundidad inicial	17	18.2	21.2
Profundidad final	22.47	22.47	22.47
Espesor	5.47	4.27	1.27
Humedad natural	11.3	11.3	11.3
Peso específico	20.1	20.1	20.1
Resistencia a compresión simple	583.5	583.5	582.5
Cohesión efectiva	225.6	225.6	225.6
Ángulo de rozamiento interno efectivo	36.7	36.7	36.7
Hinchamiento libre	0	0	0
Consistencia	DURA	DURA	DURA

La cimentación de puentes y otras estructuras en las obras de carretera exige, en general, la transmisión de grandes cargas concentradas, por lo que en ocasiones la cimentación directa (zapatas superficiales) no es conveniente, tal y como sucede en este caso, pues la presencia de espesores grandes de suelos blandos próximos a la superficie es una de las razones principales para proyectar una cimentación profunda.

En nuestro caso el espesor del suelo blando oscila entre 5,00 metros y 7,60 metros según el punto de cimentación.

Por todo lo expuesto en este apartado, se opta por una cimentación profunda de pilotes aislados, también denominados pila-pilote. Suelen ser elementos de gran capacidad portante que prolongan la estructura de la pila de apoyo dentro del terreno, hasta la profundidad requerida. Es una solución bastante extendida para puentes de luces moderadas.

En cuanto a su forma de trabajo, los pilotes pueden clasificarse en:

a) Pilotes por fuste: En aquellos terrenos en los que la capacidad portante crece de una manera paulatina con la profundidad, sin existir un nivel claramente más resistente, el pilotaje transmitirá su carga al terreno fundamentalmente a través del fuste.

b) Pilotes por punta: En aquellos en los que aparezca, a cierta profundidad, un estrato claramente más resistente, las cargas del pilotaje se transmitirán fundamentalmente por punta.

En este caso, dada las características de los estratos, los pilotes trabajarán tanto por fuste como por punta, como se comprobaba en el apartado de cálculos de este apéndice.

A ser pilas-pilote dispondrán del mismo armado que las pilas, calculando la longitud que se introducirán en el terreno cada uno de ellos y sus diámetros. Se realizarán las comprobaciones de la resistencia por fuste y por punta en los cálculos.

### 3. MATERIALES

#### 3.1. HORMIGÓN

##### 3.1.1. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA-PILOTE

Hora: 17:21:00

#### Características mecánicas del hormigón

##### 1 Datos

Tipo de hormigón : HA-30  
fck [MPa] = 30.00  
i<sub>c</sub> = 1.50  
d<sub>cc</sub> = 1.00  
Hormigón de cem. alta resistencia y endurecimiento rápido  
Tipo de árido: Cuarcita  
Canto del elemento en mm: 1800

##### 2 Resultados

t[días]	fck	fcm	fctm	fctk	fct, fl	Ec	Ecm
3	19.9	25.2	1.9	1.3	1.9	29683	25262
7	24.6	31.1	2.4	1.7	2.4	31622	26913
14	27.6	35.0	2.7	1.9	2.7	32754	27875
28	30.0	38.0	2.9	2.0	2.9	33578	28577
90	32.8	41.5	3.1	2.2	3.1	34481	29345
360	34.7	43.9	3.2	2.2	3.2	35062	29840
10000	36.3	45.9	3.3	2.3	3.3	35541	30248

Todos los valores en MPa

### 3.1.2. CARACTERÍSTICAS REOLÓGICAS DEL HORMIGÓN



#### PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA

Hora: 18:36:59

#### Características reológicas del hormigón

##### 1 Datos

###### - Hormigón

Tipo de hormigón : HA-30  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $l_t$  = 1.50  
 $d_{cc}$  = 1.00  
Hormigón de endurecimiento Normal

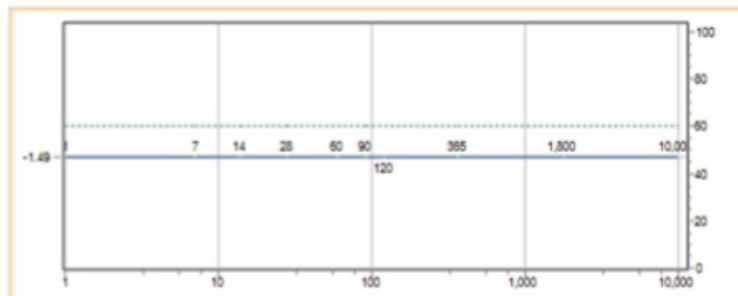
###### - Sección

$A_c$  [m<sup>2</sup>] = 1.76715  
 $u$  [m] = 4.7124  
 $e$  [mm] = 750.00

###### - Tiempo de Curado = 3 días

###### - Historia de tensiones y humedades relativas

Tensiones		Humedad relativa	
t0 [días]	$\nu$ [MPa]	t [días]	HR [%]
1	1.5	1	60
7	1.5	7	60
14	1.5	14	60
28	1.5	28	60
60	1.5	60	60
90	1.5	90	60
120	1.5	120	60
365	1.5	365	60
1800	1.5	1800	60
10000	1.5	10000	60



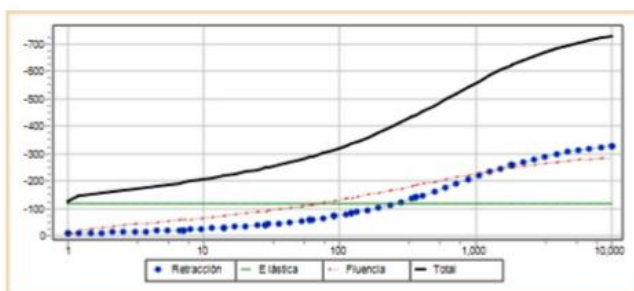
## 2 Resultados

### - Coeficientes de fluencia

$m(t, t_0)$										
t [días]	t <sub>0</sub> [días]									
	1	7	14	28	60	90	120	365	1800	10000
1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
7	0.7	--	--	--	--	--	--	--	--	--
14	0.8	0.5	--	--	--	--	--	--	--	--
28	1.1	0.7	0.5	--	--	--	--	--	--	--
60	1.3	0.9	0.8	0.6	--	--	--	--	--	--
90	1.5	1.0	0.9	0.7	0.5	--	--	--	--	--
120	1.6	1.1	1.0	0.8	0.6	0.5	--	--	--	--
365	2.2	1.5	1.3	1.1	1.0	0.9	0.8	--	--	--
1800	2.9	2.0	1.8	1.6	1.3	1.2	1.2	0.9	--	--
10000	3.3	2.3	2.0	1.8	1.5	1.4	1.3	1.1	0.8	--

### - Deformaciones de fluencia, retracción, instantáneas y totales

t [días]	$h_{re}$ [·1.E-6]	$h_{ca}$ [·1.E-6]	$h$ [·1.E-6]	$h_{tot}$ [·1.E-6]
1	0	-8	-58	-66
7	-30	-22	-58	-110
14	-34	-30	-58	-122
28	-47	-42	-58	-147
60	-56	-59	-58	-173
90	-64	-71	-58	-193
120	-69	-82	-58	-209
365	-94	-141	-58	-293
1800	-124	-258	-58	-440
10000	-141	-329	-58	-528





3.1.3. ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL HORMIGÓN



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA-PILOTE

Hora: 17:32:12

Ecuación constitutiva del hormigón

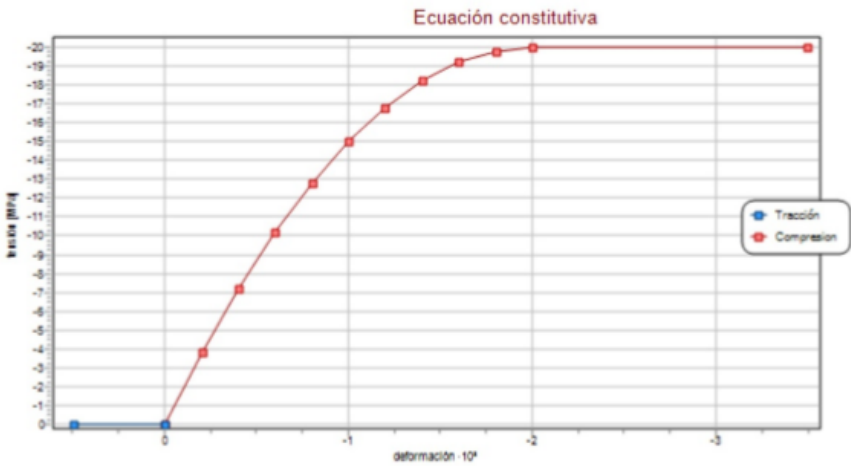
1 Datos

- Hormigón

Tipo de hormigón : HA-30  
fck (MPa) = 30.00  
i<sub>c</sub> = 1.50  
d<sub>cc</sub> = 1.00

- Ecuación constitutiva

Compresión		Tracción	
h	v [N/mm²]	h	v [N/mm²]
0.00	0.00	0.00	0.00
-0.20	-3.80	0.50	0.00
-0.40	-7.20		
-0.60	-10.20		
-0.80	-12.80		
-1.00	-15.00		
-1.20	-16.80		
-1.40	-18.20		
-1.60	-19.20		
-1.80	-19.80		
-2.00	-20.00		
-3.50	-20.00		



## 3.2. ACERO

### 3.2.1. IDENTIFICACIÓN DE LOS REDONDOS CORRUGADOS



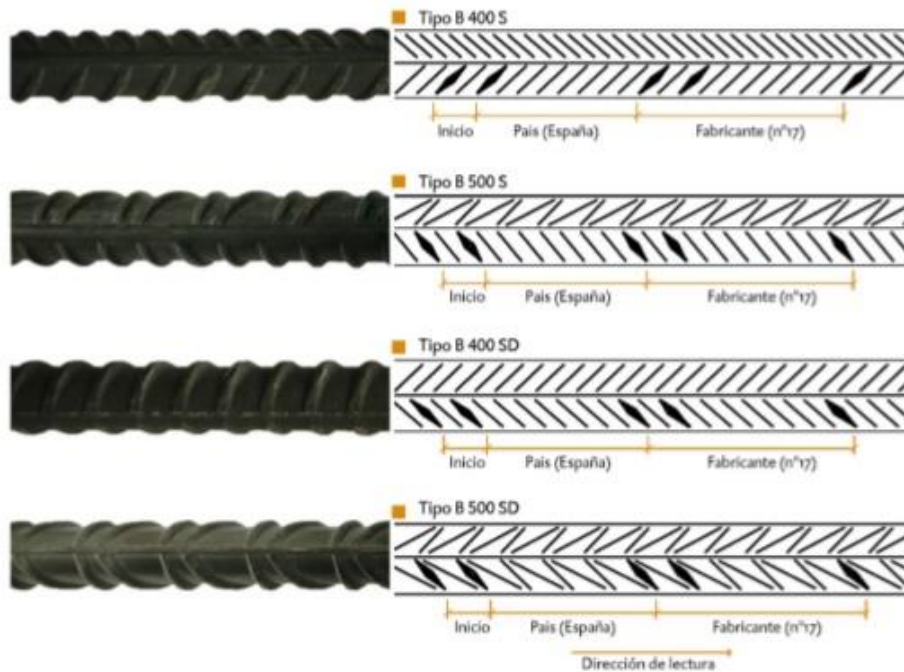
PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA-PILOTE

Hora: 17:34:51

#### Identificación de los redondos corrugados



3.2.2. ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL ACERO



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA-PILOTE  
Fecha: 12/02/2016  
Hora: 17:36:11

Ecuación constitutiva del hormigón

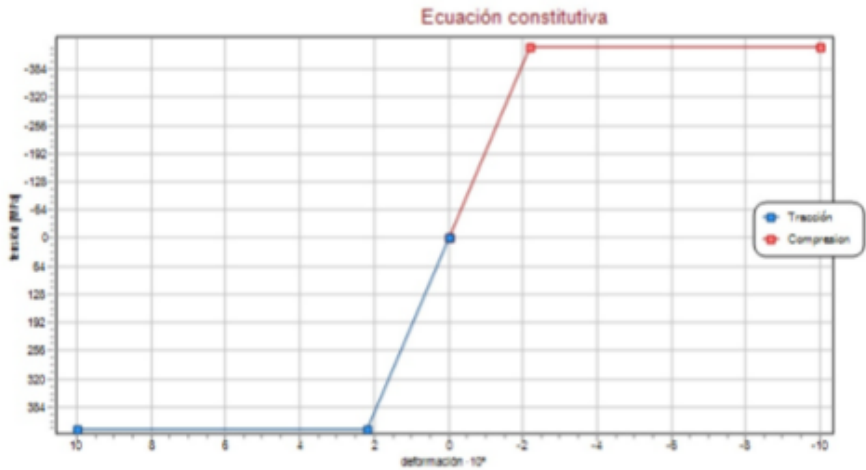
1 Datos

- Hormigón

Tipo de hormigón : B-500-S  
fyk (MPa) = 500.00  
j<sub>B</sub> = 1.15

- Ecuación constitutiva

Compresión		Tracción	
h	v [N/mm <sup>2</sup> ]	h	v [N/mm <sup>2</sup> ]
0.00	0.00	0.00	0.00
-2.17	-434.78	2.17	434.78
-10.00	-434.78	10.00	434.78



### 3.2.3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL ACERO



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: PILA-PILOTE

Hora: 17:36:38

#### Características mecánicas del acero

- Características mecánicas mínimas garantizadas de las barras corrugadas

Tipo de acero		Acero soldable		Acero soldable con características especiales de ductilidad	
Designación		B 400 S	B 500 S	B 400 SD	B 500 SD
Limite elástico $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ] <sup>(1)</sup>		≥400	≥500	≥400	≥500
Carga unitaria de rotura $f_s$ [N/mm <sup>2</sup> ] <sup>(1)</sup>		≥440	≥550	≥480	≥575
Alargamiento en rotura $\epsilon_{ts}$ (%)		≥14	≥12	≥20	≥16
Alargamiento total bajo carga máxima, $\epsilon_{tx}$ (%)	Acero suministrado en barra	≥5.0	≥5.0	≥7.5	≥7.5
	Acero suministrado en rollo <sup>(3)</sup>	≥7.5	≥7.5	≥10.0	≥10.0
Relación $f_s/f_y$ en ensayos <sup>(2)</sup>		≥1.05	≥1.05	≥1.20 <=1.35	≥1.15 <=1.35
Relación $f_{y,real}/f_{y,nominal}$		-----	-----	<=1.20	<=1.25

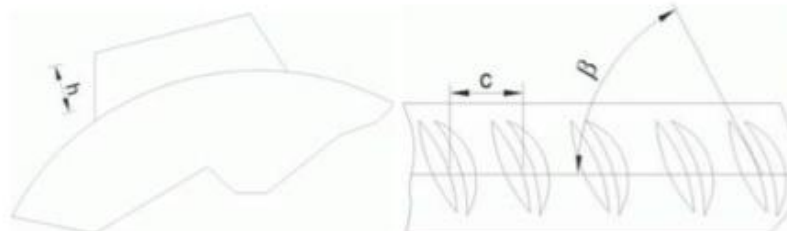
<sup>(1)</sup> Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal.

<sup>(2)</sup> Relación entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico obtenida en cada ensayo.

<sup>(3)</sup> En el caso de aceros corrugados procedentes de suministros en rollo, los resultados pueden verse afectados por el método de preparación de la muestra para su ensayo, que deberá hacerse conforme a lo indicado en el Anejo 23. Considerando la incertidumbre que puede conllevar dicho procedimiento, pueden aceptarse aceros que presenten valores característicos de  $\epsilon_{tx}$  que sean inferiores en un 0.5% a los que recoge la tabla para estos casos.

i [mm]	Condiciones de adherencia			Ensayo de doblado/desdoblado
	Geometría de las corrugas (UNE EN 10080)			Diámetro de los mandriles [mm] $\bar{d}_{90^\circ}$ $\bar{e}_{20^\circ}$
	h [mm]	c [mm]	e [°]	
6	0.18 a 0.90	2.4 a 7.2	35 a 75	30
8	0.24 a 1.20	3.2 a 9.6	35 a 75	40

10	0.30 a 1.50	4.0 a 12.0	35 a 75	50
12	0.36 a 1.80	4.8 a 14.4	35 a 75	60
14	0.42 a 2.10	5.6 a 16.8	35 a 75	70
16	0.48 a 2.40	6.4 a 19.2	35 a 75	80
20	0.60 a 3.00	8.0 a 24.0	35 a 75	160
25	0.75 a 3.75	10.0 a 30.0	35 a 75	200
32	0.96 a 4.80	12.8 a 38.4	35 a 75	320
40	1.20 a 6.00	16.0 a 48.0	35 a 75	400



## 4. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

### 4.1. CRITERIOS GENERALES

Las características del terreno donde se realizara la cimentación de la estructura del puente son las que hemos reflejado en el apartado 2 de este apéndice, los valores de los parámetros de los distintos estratos del suelo descritos en ese apartado, nos sugieren una cimentación profunda y la utilización del modelo de Mohr-Coulomb que para el cálculo de los valores de las resistencias unitarias.

Además tendremos en cuenta las diferentes valores de los parámetros en cada uno de los estratos diferenciados que se ha encontrado y sus espesores en cada uno de los puntos donde se realizaran cimentaciones, que serán para el estribo sur, estribo norte y pilas centrales.

### 4.2. CIMENTACIÓN PROFUNDA

#### 4.2.1. CARGA ADMISIBLE DE UN PILOTE

Para el cálculo de la carga de hundimiento de un pilote se emplea las siguientes expresiones:

$$Q_p = q_p \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad Q_f = \sum q_f \cdot \pi \cdot D \cdot L$$
$$Q_h + W = Q_p + Q_f = q_p \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} + \sum q_f \cdot \pi \cdot D \cdot L$$

Donde

- $Q_h$  Carga de hundimiento
- $W$  Peso propio del pilote
- $Q_p$  Resistencia por punta
- $Q_f$  Resistencia por fuste
- $D$  Diámetro del pilote
- $L$  Longitud del pilote
- $q_p$  Resistencia unitaria por punta
- $q_f$  Resistencia unitaria por fuste

Para el cálculo de la carga admisible  $Q_{adm}$  se emplea un coeficiente de seguridad para la resistencia por punta  $FS_p = 3$  y para la resistencia por fuste  $FS_f = 2$ , empleándose la siguiente expresión:

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{FS_p} + \frac{Q_f}{FS_f} - W$$

A continuación se incluyen las expresiones utilizadas para el estudio de la resistencia del terreno con objeto de permitir el diseño del pilotaje en las estructuras que lo requieran.

En el estudio de las cimentaciones profundas que se incluyen a continuación se estiman las cargas que se obtienen para distintas longitudes de pilotes hasta alcanzar el tope estructural.

#### 4.2.2. VALORES DE LAS RESISTENCIAS UNITARIAS

Los valores de las resistencias unitarias los obtendremos a partir de parámetros resistentes del modelo de Mohr-Coulomb (Expresiones tomadas de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera).

#### RESISTENCIA UNITARIA POR PUNTA

$$q_p = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} + N_c^* \cdot c'$$

Donde:

- $q_p$  Carga de hundimiento unitaria por punta
- $\sigma'_{vo}$  Presión vertical efectiva al nivel de la punta
- $N_c^* ; N_q^*$  Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas
- $\phi'$  Ángulo de rozamiento interno efectivo
- $c'$  Cohesión efectiva
- $f_D$  Factor adimensional que tiene en cuenta el diámetro del pilote ( $D$  expresado en metros)

$$N_q^* = 1.5 \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot f_D$$

$$N_c^* = \frac{N_q^* - 1}{\tan \phi'}$$

$$f_D = 1 - \frac{1}{3} \cdot D \geq \frac{2}{3}$$

#### RESISTENCIA UNITARIA POR FUSTE

$$q_f = c' + K_0 \cdot \tan \delta \cdot \sigma'_v \leq 90 \text{ KPa}$$

Donde:

- $q_f$  Resistencia unitaria por fuste al nivel considerado
- $c'$  Cohesión efectiva al nivel considerado
- $\sigma'_v$  Presión vertical efectiva al nivel considerado
- $\delta$  Ángulo de fricción del contacto pilote-terreno
- $K_0$  Coeficiente de empuje al reposo ( $K_0 \cdot \tan \delta = 0.3$ )

#### 4.2.3. TOPE ESTRUCTURAL

La carga de trabajo no debe sobrepasar el tope estructural del pilote que puede estimarse mediante la expresión:

$$T_E = \alpha \cdot f_{yk} \cdot S_a + \beta \cdot f_{ck} \cdot S_b + \gamma \cdot f_{yk}' \cdot S_c$$

Donde

- $S_a, S_b, S_c$  Áreas de acero, hormigón y camisa metálica del pilote
- $f_{yk}, f_{ck}, f_{yk}'$  Resistencias características de los materiales
- $\alpha, \beta, \gamma$  Coeficientes de seguridad

Para quedar del lado de la seguridad y simplificar el cálculo puede considerarse únicamente la resistencia del hormigón, de este modo, utilizando:

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$  resistencia característica del hormigón HA-30
- $\gamma_s = 1,5$  factor de seguridad del hormigón
- $\beta = 0,2$  factor de seguridad recomendado para pilotes de hormigón armado ejecutados in situ y perforación sin sostenimiento

Con estos valores y considerando una superficie de  $1 \text{ m}^2$  tenemos el siguiente tope estructural por  $\text{m}^2$ :

$$\frac{T_E}{1 \text{ m}^2} = 0.2 \cdot \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} = 4 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 4000 \text{ kN/m}^2$$

valor que utilizaremos en los cálculos y en ningún momento el producto de este valor por sección transversal del pilote (tope estructural del pilote en cuestión) podrá ser superado por la "solicitud axil de los pilotes", criterio fundamental y será el que utilizaremos en nuestros cálculos para determinar la longitud de los pilotes, siempre respetando esta limitación.

## 5. CÁLCULOS REALIZADOS

No se considera que se den los condicionantes para que se pueda producir una rotura a corto plazo sin drenaje (terreno predominantemente arcilloso, suelo saturado, consolidación lenta, etc.). De ahí que se haya calculado la resistencia de fuste y de punta de los pilotes con el modelo de Mohr-Coulomb con los parámetros que se han expuesto anteriormente.

Para cada uno de los puntos donde se realizaran cimentaciones, estribo sur, estribo norte y pilas centrales, basándonos en los parámetros del suelo y los espesores de los distintos estratos en cada punto de cimentación calculándose con estos datos una serie combinaciones con los valores de la resistencia de fuste y de punta de los pilotes, con la profundidad del tope estructural, y otros datos de relevancia.

De estas tablas y figuras se comprueba: que para los "pilotes centrales (P)" solo cumple los pilotes de 1,5 metros de diámetro, y para los "pilotes del estribo sur (ES)" y los "pilotes del estribo norte (EN)", cumplen los pilotes con diámetros 1,25 metros y 1,50 metros. Para homogeneizar los diámetros en la estructura seleccionaremos el diámetro de 1,5 metros para todos los pilotes de la obra.

Teniendo en cuenta este criterio de homogeneización podemos resumir los resultados de los cálculos en la tabla que reflejamos a continuación:

PILOTES	DIÁMETRO(m)	LONGITUD(m)
Pilotes del estribo sur	1.5	9.6
Pilotes del estribo norte	1.5	10.7
Pilotes centrados	1.5	15.3

### PILOTES ESTRIBO SUR

#### SOLICITACIÓN AXIL MÁXIMA (KN)

3207.66

#### PARÁMETROS DE CÁLCULO

Resistencia unitaria por fuste	$q_{fmax}$	90 KN/m <sup>2</sup>
C.tope estructural máximo	$\sigma$	4000 KPa
C. seguridad resistencia por punta	$FS_{punta}$	3s/u
C.seguridad resistencia por fuste	$FS_{fuste}$	2s/u
Diámetros zona pasiva	$D_{zp}$	6 Ø pilote
Diámetros zona activa	$D_{za}$	3 Ø pilote



Diámetros profundidad crítica	$D_c$	20 Ø pilote
Peso específico hormigón armado	$\gamma_{\text{hormigón}}$	25 KN/m <sup>3</sup>

#### DATOS DEL TERRENO ESTRATO 1

Altura final del estrato 1	$H_{1f}$	5.2 m
Peso específico	$\gamma_1$	17.7 KN/m <sup>3</sup>
Cohesión efectiva	$C'_1$	0 KN/m <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento interno efectivo	$\Phi'_1$	23.3 °
	$K_0 \cdot \text{tg} \delta$	0.3 s/u

#### DATOS DEL TERRENO ESTRATO 2

Altura final estrato 1	$H_{1f}$	17 m
Peso específico	$\gamma_1$	19.5 KN/m <sup>3</sup>
Cohesión efectiva	$C'_1$	157.9 KN/m <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento interno efectivo	$\Phi'_1$	33.2 °
	$K_0 \cdot \text{tg} \delta$	0.3 s/u

#### DATOS DEL TERRENO ESTRATO 3

Altura final estrato 1	$H_{1f}$	100 m
Peso específico	$\gamma_1$	20.1 KN/m <sup>3</sup>
Cohesión efectiva	$C'_1$	225.6 KN/m <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento interno efectivo	$\Phi'_1$	36.7 °
	$K_0 \cdot \text{tg} \delta$	0.3 s/u

#### PÁRAMETROS DEL PILOTE

$D$	1.5 m	$N^*_{q1}$	8.93 s/u
$F_{cd}$	0.667 s/u	$N^*_{c1}$	18.41 s/u
$Q_{TE}$	7068.6 KN	$N^*_{q2}$	26.7 s/u
$H_e$	14.2 m	$N^*_{c2}$	39.32 s/u
$H_c$	30 m	$N^*_{q3}$	41.29 s/u
$\sigma'_{vo} (H_c)$	583.44 KN/m <sup>2</sup>	$N^*_{c3}$	54.05 s/u

ALTURA CORRESPONDIE NTE A :	H(m)	$\sigma'_{vo}$ KN/ m <sup>2</sup>	$\sigma'_{vop}$ KN/m <sup>2</sup>	$q_p$ KN/m <sup>2</sup>	$q_F$ KN/m <sup>2</sup>	$q_{Fmedi}$ a KN/ m <sup>2</sup>	$Q_p$ KN	$Q_f$ KN	w	$Q_{adm}$
Altura final estrato 1	5.2	92	92	821.9	27.6	27.3	145 2.4	676. 3	65 .3	757

									17	
<b>Empotramiento mínimo</b>	14.2	268	268	7151	90	67.1	126	4493	8.	6280.
	15.7					5	37	.3	4	7
<b>Tope estructura</b>	6	298	298	7962	90	69.4	140		19	7068.
						1	70	5153	8	6
									21	
<b>Altura final estrato 2</b>	17	322	322	8611	90	70.9	152	5680	3.	
						2	17	.9	6	7700
<b>Profundidad de 20 diámetros</b>	30	583	583	24090	90	79.1	425	1119	37	19410
						8	71	4	7	.5

## PILOTES CENTRALES

### SOLICITACIÓN AXIL MÁXIMA (KN)

6415.35

### PARÁMETROS DE CÁLCULO

Resistencia unitaria por fuste	$q_{fmax}$	90 KN/m <sup>2</sup>
C.tope estructural máximo	$\sigma$	4000 KPa
C. seguridad resistencia por punta	$FS_{punta}$	3s/u
C.seguridad resistencia por fuste	$FS_{fuste}$	2s/u
Diámetros zona pasiva	$D_{zp}$	6 Ø pilote
Diámetros zona activa	$D_{za}$	3 Ø pilote
Diámetros profundidad crítica	$D_c$	20 Ø pilote
Peso específico hormigón armado	$\gamma_{hormigón}$	25 KN/m <sup>3</sup>

### DATOS DEL TERRENO ESTRATO 1

Altura final del estrato 1	$H_{1f}$	5 m
Peso específico	$\gamma_1$	17.7 KN/m <sup>3</sup>
Cohesión efectiva	$C'_1$	0 KN/m <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento interno efectivo $\Phi'_1$		23.3 °
	$K_0 \cdot tg \delta$	0.3 s/u

### DATOS DEL TERRENO ESTRATO 2

Altura final estrato 1	$H_{1f}$	18.2 m
Peso específico	$\gamma_1$	19.5 KN/m <sup>3</sup>
Cohesión efectiva	$C'_1$	157.9 KN/m <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento interno efectivo $\Phi'_1$		33.2°
	$K_0 \cdot tg \delta$	0.3 s/u

**DATOS DEL TERRENO ESTRATO 3**

Altura final estrato 1	$H_{1f}$	100 m
Peso específico	$\gamma_1$	20.1 KN/m <sup>3</sup>
Cohesión efectiva	$C_1$	225.6 KN/m <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento interno efectivo	$\Phi_1$	36.7°
	$K_0 \cdot \tan \delta$	0.3 s/u

**PÁRAMETROS DEL PILOTE**

<b>D</b>	1.5 m	<b>N<sup>*</sup><sub>q1</sub></b>	8.93 s/u
<b>f<sub>d</sub></b>	0.667 s/u	<b>N<sup>*</sup><sub>c1</sub></b>	18.41 s/u
<b>Q<sub>TE</sub></b>	7068.6 KN	<b>N<sup>*</sup><sub>q2</sub></b>	26.7 s/u
<b>H<sub>e</sub></b>	14.2 m	<b>N<sup>*</sup><sub>c2</sub></b>	39.32 s/u
<b>H<sub>c</sub></b>	30 m	<b>N<sup>*</sup><sub>q3</sub></b>	41.29 s/u
<b><math>\sigma'_{vo}(H_c)</math></b>	583.44 KN/m <sup>2</sup>	<b>N<sup>*</sup><sub>c3</sub></b>	54.05 s/u

ALTURA CORRESPONDIENTE A	H(m)	$\sigma'_{vo}$ KN/m <sup>2</sup>	$\sigma'_{vop}$ KN/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> KN/m <sup>2</sup>	q <sub>f</sub> KN/m <sup>2</sup>	q <sub>fmedia</sub> KN/m <sup>2</sup>	Q <sub>p</sub> KN	Q <sub>f</sub> KN	w	Q <sub>adm</sub>
Altura final estrato 1	5	88.5	88.5	790.3	26.6	26.6	1452.4	676.3	65.3	716.1
Empotramiento mínimo	14	264	264	7056.7	90	67.3	12637	4493.3	173.4	6202.7
Tope estructura	15.71	297.34	297.34	7947.9	90	69.82	14070	5153	17	7068.7
Altura final estrato 2	18.2	345.9	345.9	9245.9	90	72.58	15217	5680.9	228.7	8330.1
Profundidad de 20 diámetros	30	583.08	5830.8	24075.4	90	79.4	42571	11194	377	19419.4

**PILOTES ESTRIBOS NORTE****SOLICITACIÓN AXIL MÁXIMA (KN)**

3207.66

**PARÁMETROS DE CÁLCULO**

Resistencia unitaria por fuste	<b>q<sub>fmax</sub></b>	90 KN/m <sup>2</sup>
C.tope estructural máximo	<b><math>\sigma</math></b>	4000 KPa
C. seguridad resistencia por punta	<b>FS<sub>punta</sub></b>	3s/u

C.seguridad resistencia por fuste	$FS_{fuste}$	2s/u
Diámetros zona pasiva	$D_{zp}$	6 Ø pilote
Diámetros zona activa	$D_{za}$	3 Ø pilote
Diámetros profundidad crítica	$D_c$	20 Ø pilote
Peso específico hormigón armado	$\gamma_{hormigón}$	25 KN/m <sup>3</sup>

#### DATOS DEL TERRENO ESTRATO 1

Altura final del estrato 1	$H_{1f}$	7.6 m
Peso específico	$\gamma_1$	17.7 KN/m <sup>3</sup>
Cohesión efectiva	$C'_1$	0 KN/m <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento interno efectivo $\Phi'_1$		23.3 °
	$K_0 \cdot \tan \delta$	0.3 s/u

#### DATOS DEL TERRENO ESTRATO 2

Altura final estrato 1	$H_{1f}$	21.2 m
Peso específico	$\gamma_1$	19.5 KN/m <sup>3</sup>
Cohesión efectiva	$C'_1$	157.9 KN/m <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento interno efectivo $\Phi'_1$		33.2 °
	$K_0 \cdot \tan \delta$	0.3 s/u

#### DATOS DEL TERRENO ESTRATO 3

Altura final estrato 1	$H_{1f}$	100 m
Peso específico	$\gamma_1$	20.1 KN/m <sup>3</sup>
Cohesión efectiva	$C'_1$	225.6 KN/m <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento interno efectivo	$\Phi'_1$	36.7 °
	$K_0 \cdot \tan \delta$	0.3 s/u

#### PÁRAMETROS DEL PILOTE

$D$	1.5 m	$N^*_{q1}$	8.93 s/u
$f_d$	0.667 s/u	$N^*_{c1}$	18.41 s/u
$Q_{TE}$	7068.6 KN	$N^*_{q2}$	26.7 s/u
$H_e$	14.2 m	$N^*_{c2}$	39.32 s/u
$H_c$	30 m	$N^*_{q3}$	41.29 s/u
$\sigma'_{vo}(H_c)$	583.44 KN/m <sup>2</sup>	$N^*_{c3}$	54.05 s/u

ALTURA CORRESPONDIENTE A :	$H(m)$	$\sigma'_{vo}$ KN/m <sup>2</sup>	$\sigma'_{vop}$ KN/m <sup>2</sup>	$q_p$ KN/m <sup>2</sup>	$q_F$ KN/m <sup>2</sup>	$q_{Fmedia}$ KN/m <sup>2</sup>	$Q_p$ KN	$Q_f$ KN	$w$	$Q_{adm}$
Altura final estrato 1	7.6	134.5					2122	1446.		1335.
Empotramiento mínimo	16.1	2	134.52	1201.3	40.40	40.4	.9	9	95.5	6
	3	300.9	300.9	8043.9	90	66.63	1421	5066.	202.	7068.
						5	4.7	1	7	6

						67.29	1464		208.	7304.
<b>Tope estructura</b>	16.6	310.1	310.02	8286.8	90	2	4	5264	6	7
<b>Altura final estrato</b>		399.7		10684.		72.21	1888	7214.	266.	9634.
<b>2</b>	21.2	2	399.83	5	90	9	1.1	9	4	8
<b>Profundidad de 20</b>				23807.		77.43	4207	10947		19120
<b>diámetros</b>	30	576.6	576.6	8	90	5	1.9	.1	377	.5

## 6. CONCLUSIONES.

Teniendo en cuenta los cálculos realizados para las cimentaciones, la cimentación de todos sus apoyos se realizara mediante pilotes con el diámetro 1,50 metros y las longitudes especificadas en el apartado anterior.

Dado que no se ha detectado la presencia de agua en los sondeos realizados y el contenido de sulfatos en las muestras de suelo en el área de estudio es siempre inferior al 0,056 % se puede considerar que no existe ambiente específico de exposición, no siendo necesario por tanto tomar ninguna precaución especial para el hormigón utilizado en las cimentaciones.

## **APÉNDICE Nº 8**

### **ALTURA LIBRE**

## ÍNDICE ALTURA LIBRE

1.	INTRODUCCIÓN .....	356
2.	CONDICIONES GENERALES. ....	356
3.	CÁLCULOS Y RESULTADOS.....	356
3.1.	DATOS INICIALES.....	356
3.2.	COMPROBACIÓN ALTURA LIBRE .....	356

## 1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este Apéndice 8 del Anejo CÁLCULO ESTRUCTURAL es realizar la comprobación de la altura libre.

## 2. CONDICIONES GENERALES.

Según la norma 3.1.-IC TRAZADO, DE LA INSTRUCCIÓN DE CARRETERAS, la altura libre mínima bajo superiores sobre cualquier punto de la plataforma, no será inferior a cinco metros y treinta centímetros (5,30) en carreteras interurbanas.

## 3. CÁLCULOS Y RESULTADOS

### 3.1. DATOS INICIALES

- Cota superior del pavimento = 166 m.s.n.m
- $H_{\text{neopreno}} = 70 \text{ mm}$
- $H_{\text{mortero de cemento}} = 30 \text{ mm}$
- Estribo sur
  - Longitud = 4.16 m
  - Cota en el punto superior = 174 m.s.n.m.
  - Deformación por retracción del hormigón= 1.369 mm
  - Deformación por la fluencia del hormigón = 0.354 mm
  - Deformación por un decremento térmico = 0.314 mm
  - Deformación Total = 2.037
- Pilas centrales
  - Longitud=5.85 m
  - Cota en el punto superior = 174 m.s.n.m.
  - Deformación por retracción del hormigón = 1.925 mm
  - Deformación por la fluencia del hormigón = 0.825 mm
  - Deformación por un decremento térmico = 0.442 mm
  - Deformación Total = 3.192 mm
- Estribo norte
  - Longitud = 4.93 m
  - Cota en el punto superior = 174 m.s.n.m.
  - Deformación por retracción del hormigón = 1.622 mm
  - Deformación por la fluencia del hormigón=0.419 mm
  - Deformación por un decremento térmico=0.372 mm
  - Deformación Total = 2.413 mm
- Flecha máxima producida en el tablero del puente = 33.337 mm

### 3.2. COMPROBACIÓN ALTURA LIBRE

Altura libre =  $(174 + 0.07 + 0.03) - 166 - 0.003162 - 0.03337 = 8.1 \text{ m}$

Altura libre mínima = 5.30 m



Altura libre  $\geq$  Altura libre  $\rightarrow$  CUMPLE

## **APÉNDICE Nº 9**

### **LONGITUDES DE ANCLAJE Y SOLAPO DE ARMADURAS**

## **ÍNDICE APÉNDICE Nº 9. LONGITUDES DE ANCLAJE Y SOLAPO DE ARMADURAS**

1.	INTRODUCCIÓN .....	360
2.	CONSIDERACIONES GENERALES .....	360
3.	HORMIGÓN HA-30/b/20/IIB.....	361
3.1.	LONGITUDES DE ANCLAJE POR PATILLA. ....	361
3.2.	LONGITUDES DE ANCLAJE POR PROLONGACIÓN RECTA. ....	362
3.3.	LONGITUDES DE SOLAPO POR PATILLA. ....	363
3.4.	LONGITUDES DE SOLAPO POR PROLONGACIÓN RECTA. ....	364
4.	HORMIGÓN HA-50/b/20/IIB.....	365
4.1.	LONGITUDES DE ANCLAJE POR PATILLA. ....	365
4.2.	LONGITUDES DE ANCLAJE POR PROLONGACIÓN RECTA. ....	366
4.3.	LONGITUDES DE SOLAPO POR PATILLA. ....	367
4.4.	LONGITUDES DE SOLAPO POR PROLONGACIÓN RECTA. ....	368

## **1. INTRODUCCIÓN.**

En éste apéndice se detallan los valores mínimos de las longitudes de anclaje y solapo de las armaduras pasivas para cada tipo de hormigón usado para el dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales que conforman el presente anejo.

Datos obtenidos del software PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL v3.1.9.

## **2. CONSIDERACIONES GENERALES.**

### Anclaje de las armaduras pasivas

Las longitudes básicas de anclaje ( $l_b$ ), definidas en 69.5.1.2 EHE-8, dependen, entre otros factores, de las propiedades de adherencia de las barras y de la posición que éstas ocupan en la pieza de hormigón. Atendiendo a la posición que ocupa la barra en la pieza, se distinguen los siguientes casos:

-Posición I, de adherencia buena, para las armaduras que durante el hormigonado forman con la horizontal un ángulo comprendido entre  $45^\circ$  y  $90^\circ$  o que en el caso de formar un ángulo inferior a  $45^\circ$ , están situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.

-Posición II, de adherencia deficiente, para las armaduras que, durante el hormigonado, no se encuentran en ninguno de los casos anteriores.

### Solapo de las armaduras pasivas

Este tipo de empalmes se realizará colocando las barras una al lado de otra, dejando una separación entre ellas de  $4\phi$  como máximo. Para armaduras en tracción esta separación no será menor que la prescrita en 69.4.1 EHE-08.

### 3. HORMIGÓN HA-30/b/20/IIB.

#### 3.1. LONGITUDES DE ANCLAJE POR PATILLA.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cálculo de Hormigón Estructural ETSICC PM - IECA

Obra: puente  
Fecha: 25/01/2017  
Hora: 19:06:30

#### Cálculo de longitudes de anclaje y solapo

##### 1 Datos

###### - Materiales

Tipo de hormigón: HA-30  
Tipo de acero: B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00

##### 2 Tabla de longitudes de anclaje de barras aisladas

Tipo de Análisis : Adherencia Simplificado  
Adherencia barra : Certificada  
Procedimiento de anclaje : Patilla  
As/As, real : 1.0

f [mm]	Longitud [m]			
	Tracción		Compresión	
	Posición I	Posición II	Posición I	Posición II
6	0.15	0.15	0.15	0.21
8	0.15	0.20	0.20	0.29
10	0.17	0.25	0.25	0.36
12	0.21	0.30	0.30	0.43
14	0.24	0.35	0.35	0.50
16	0.28	0.40	0.40	0.57
20	0.36	0.51	0.52	0.73
25	0.57	0.80	0.81	1.14
32	0.93	1.30	1.33	1.86
40	1.46	2.04	2.08	2.91

### 3.2. LONGITUDES DE ANCLAJE POR PROLONGACIÓN RECTA.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Catálogo de Hormigón Estructural ETSI CCPM - IECA

Obra: puente  
Fecha: 25/01/2017  
Hora: 19:06:57

#### Catálogo de longitudes de anclaje y solapo

#### 1 Datos

##### - Materiales

Tipo de hormigón: HA-30  
Tipo de acero: B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00

#### 2 Tabla de longitudes de anclaje de barras aisladas

Tipo de Análisis : Adherencia Simplificado  
Adherencia barra : Certificada  
Procedimiento de anclaje : Prolongación recta  
As/As, real : 1.0

f [mm]	Longitud [m]			
	Tracción		Compresión	
	Posición I	Posición II	Posición I	Posición II
6	0.15	0.21	0.15	0.21
8	0.20	0.29	0.20	0.29
10	0.25	0.36	0.25	0.36
12	0.30	0.43	0.30	0.43
14	0.35	0.50	0.35	0.50
16	0.40	0.57	0.40	0.57
20	0.52	0.73	0.52	0.73
25	0.81	1.14	0.81	1.14
32	1.33	1.86	1.33	1.86
40	2.08	2.91	2.08	2.91

### 3.3. LONGITUDES DE SOLAPO POR PATILLA.



PRONTUARIO INFORME TICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Código de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: puente  
Fecha: 25/01/2017

Hora: 19:10:34

#### Código de longitudes de anclaje y solapo

#### 1 Datos

##### - Materiales

Tipo de hormigón: HA-50  
Tipo de acero: B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 50.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00

#### 2 Tabla de longitudes de solapo de barras aisladas

Tipo de Análisis : Adherencia Simplificado  
Adherencia barra : Certificada  
Procedimiento de anclaje :  
As/As, real : 1.0

f [mm]	Longitud [m]			
	Tracción		Compresión	
	Posición I	Posición II	Posición I	Posición II
6	0.27	0.27	0.15	0.15
8	0.27	0.36	0.15	0.20
10	0.32	0.45	0.17	0.25
12	0.38	0.54	0.21	0.30
14	0.44	0.63	0.24	0.35
16	0.50	0.72	0.28	0.40
20	0.63	0.90	0.35	0.50
25	0.79	1.13	0.44	0.63
32	1.29	1.81	0.72	1.00
40	2.02	2.82	1.12	1.57

Distancia entre empalmes menor o igual que diez diámetros  
Porcentaje de barras solapadas : 50

### 3.4. LONGITUDES DE SOLAPO POR PROLONGACIÓN RECTA.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: puente  
Fecha: 25/01/2017

Hora: 19:07:35

#### Cálculo de longitudes de anclaje y solapo

#### 1 Datos

##### - Materiales

Tipo de hormigón: HA-30  
Tipo de acero: B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 30.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00

#### 2 Tabla de longitudes de solapo de barras aisladas

Tipo de Análisis : Adherencia Simplificado  
Adherencia barra : Certificada  
Procedimiento de anclaje : Barra transversal soldada  
As/As, real : 1.0

f [mm]	Longitud [m]			
	Tracción		Compresión	
	Posición I	Posición II	Posición I	Posición II
6	0.27	0.39	0.15	0.21
8	0.36	0.51	0.20	0.29
10	0.45	0.64	0.25	0.36
12	0.54	0.77	0.30	0.43
14	0.63	0.90	0.35	0.50
16	0.72	1.03	0.40	0.57
20	0.94	1.31	0.52	0.73
25	1.46	2.05	0.81	1.14
32	2.40	3.35	1.33	1.86
40	3.74	5.24	2.08	2.91

Distancia entre empalmes menor o igual que diez diámetros  
Porcentaje de barras solapadas : 50



#### 4. HORMIGÓN HA-50/b/20/IIB.

##### 4.1. LONGITUDES DE ANCLAJE POR PATILLA.



PRONTUARIO INFORMATICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Catálogo de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: puente  
Fecha: 25/01/2017

Hora: 19:08:28

#### Catálogo de longitudes de anclaje y solapo

##### 1 Datos

###### - Materiales

Tipo de hormigón: HA-50  
Tipo de acero: B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 50.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00

##### 2 Tabla de longitudes de anclaje de barras aisladas

Tipo de Análisis : Adherencia Simplificado  
Adherencia barra : Certificada  
Procedimiento de anclaje : Prolongación recta  
As/As, real : 1.0

f [mm]	Longitud [m]			
	Tracción		Compresión	
	Posición I	Posición II	Posición I	Posición II
6	0.15	0.21	0.15	0.21
8	0.20	0.29	0.20	0.29
10	0.25	0.36	0.25	0.36
12	0.30	0.43	0.30	0.43
14	0.35	0.50	0.35	0.50
16	0.40	0.57	0.40	0.57
20	0.50	0.71	0.50	0.71
25	0.63	0.89	0.63	0.89
32	1.02	1.43	1.02	1.43
40	1.60	2.24	1.60	2.24

## 4.2. LONGITUDES DE ANCLAJE POR PROLONGACIÓN RECTA.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Cálculo de Hormigón Estructural ETSI CC PM - IECA

Obra: puente  
Fecha: 25/01/2017

Hora: 19:08:28

### Cálculo de longitudes de anclaje y solapo

#### 1 Datos

##### - Materiales

Tipo de hormigón: HA-50  
Tipo de acero: B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 50.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00

#### 2 Tabla de longitudes de anclaje de barras aisladas

Tipo de Análisis : Adherencia Simplificado  
Adherencia barra : Certificada  
Procedimiento de anclaje : Prolongación recta  
 $A_s/A_{s, \text{real}}$  : 1.0

f [mm]	Longitud [m]			
	Tracción		Compresión	
	Posición I	Posición II	Posición I	Posición II
6	0.15	0.21	0.15	0.21
8	0.20	0.29	0.20	0.29
10	0.25	0.36	0.25	0.36
12	0.30	0.43	0.30	0.43
14	0.35	0.50	0.35	0.50
16	0.40	0.57	0.40	0.57
20	0.50	0.71	0.50	0.71
25	0.63	0.89	0.63	0.89
32	1.02	1.43	1.02	1.43
40	1.60	2.24	1.60	2.24

#### 4.3. LONGITUDES DE SOLAPO POR PATILLA.



PRONTUARIO INFORME TÉCNICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Catálogo de Hormigón Estructural ETSI CCPM - IECA

Obra: puente  
Fecha: 25/01/2017  
Hora: 19:09:38

##### Catálogo de longitudes de anclaje y solapo

#### 1 Datos

##### - Materiales

Tipo de hormigón: HA-50  
Tipo de acero: B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 50.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00

#### 2 Tabla de longitudes de anclaje de barras aisladas

Tipo de Análisis : Adherencia Simplificado  
Adherencia barra : Certificada  
Procedimiento de anclaje : Patilla  
As/As, real : 1.0

f [mm]	Longitud [m]			
	Tracción		Compresión	
	Posición I	Posición II	Posición I	Posición II
6	0.15	0.15	0.15	0.21
8	0.15	0.20	0.20	0.29
10	0.17	0.25	0.25	0.36
12	0.21	0.30	0.30	0.43
14	0.24	0.35	0.35	0.50
16	0.28	0.40	0.40	0.57
20	0.35	0.50	0.50	0.71
25	0.44	0.63	0.63	0.89
32	0.72	1.00	1.02	1.43
40	1.12	1.57	1.60	2.24

#### 4.4. LONGITUDES DE SOLAPO POR PROLONGACIÓN RECTA.



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.9 SEGÚN EHE-08

Centro de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: puente  
Fecha: 25/01/2017  
Hora: 19:10:34

#### Cálculo de longitudes de anclaje y solapo

##### 1 Datos

###### - Materiales

Tipo de hormigón: HA-50  
Tipo de acero: B-500-S  
 $f_{ck}$  [MPa] = 50.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 500.00

##### 2 Tabla de longitudes de solapo de barras aisladas

Tipo de Análisis : Adherencia Simplificado  
Adherencia barra : Certificada  
Procedimiento de anclaje :  
As/As, real : 1.0

f [mm]	Longitud [m]			
	Tracción		Compresión	
	Posición I	Posición II	Posición I	Posición II
6	0.27	0.27	0.15	0.15
8	0.27	0.36	0.15	0.20
10	0.32	0.45	0.17	0.25
12	0.38	0.54	0.21	0.30
14	0.44	0.63	0.24	0.35
16	0.50	0.72	0.28	0.40
20	0.63	0.90	0.35	0.50
25	0.79	1.13	0.44	0.63
32	1.29	1.81	0.72	1.00
40	2.02	2.82	1.12	1.57

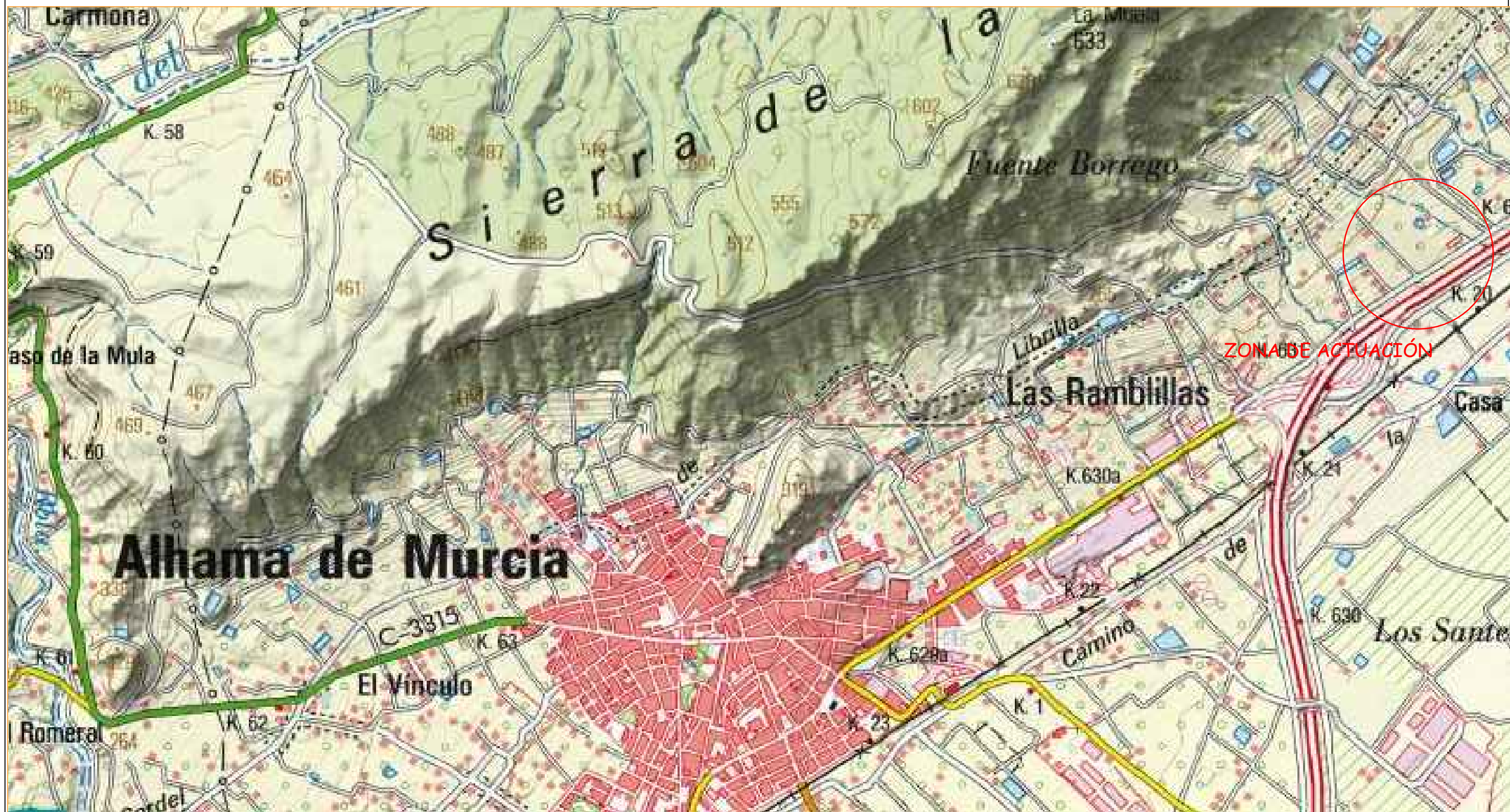
Distancia entre empalmes menor o igual que diez diámetros  
Porcentaje de barras solapadas : 50



## PLANOS

## ÍNDICE PLANOS

1.	PLANO 1. PLANO DE SITUACIÓN.....	372
2.	PLANO 2. PLANO DE UBICACIÓN .....	373
3.	PLANO 3. PLANO TOPOGRÁFICO .....	167
4.	PLANO 4. REPLANTEO.....	375
5.	PLANO 5. ARMADURA DE LOS ESTRIBOS.....	376
6.	PLANO 6. VISTAS DE LOS ESTRIBOS .....	377
7.	PLANO 7. REPLANTEO DE LOS ESTRIBOS .....	378
8.	PLANO 8. ARMADURA DE LAS PILAS.....	379
9.	PLANO 9. VISTAS DE LAS PILAS.....	380
10.	PLANO 10. REPLANTEO DE LAS PILAS.....	381
11.	PLANO 11. ARMADURA ACTIVA DE LA VIGA .....	382
12.	PLANO 12. ARMADURA PASIVA DE LA VIGA.....	383
13.	PLANO 13. DIMENSIONES DE LA VIGA.....	384
14.	PLANO 14. ARMADURA DE LA LOSA.....	385
15.	PLANO 15. VISTA TRANSVERSAL DE LA LOSA Y SUS DETALLES .....	386
16.	PLANO 16. LOSA EN PLANTA Y DETALLES DE LAS JUNTAS DE DILATACIÓN .....	387
17.	PLANO 17. APARATOS DE APOYO.....	388
18.	PLANO 18. ALZADOS LONGITUDINAL DEL PUENTE .....	389

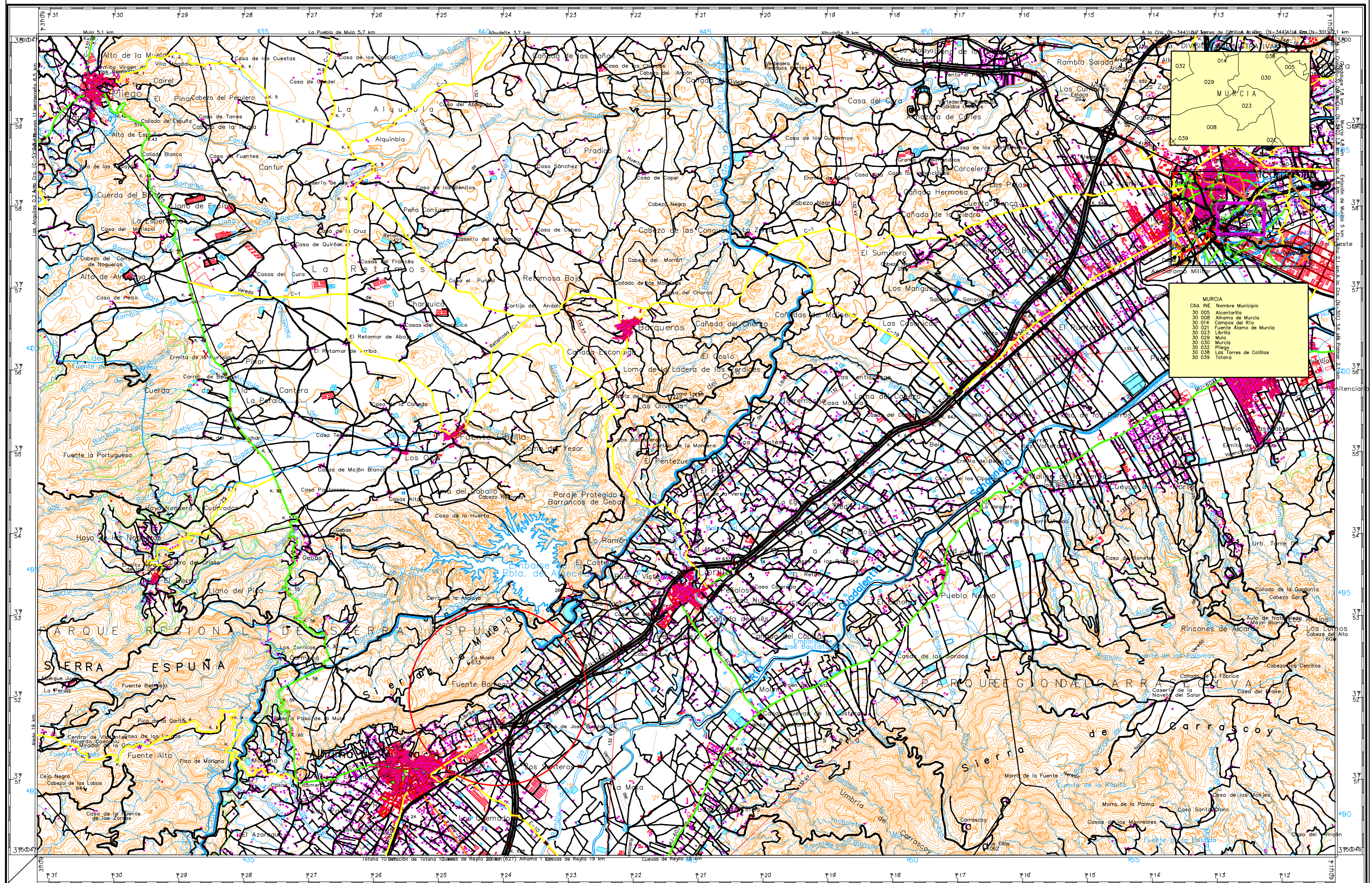








# MAPA TOPOGRÁFICO NACIONAL



Universidad Politécnica de Cartagena

AUTOR  
PROYECTO

Ana Almagro Armet

DIRECTOR PROYECTO

Alfonso Martínez Martínez

TÍTULO

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN EN  
ALHAMA DE MURCIA, P.K. 598 DE LA A-7.MURCIA

DESIGNACION

Plano topográfico

23/2/2017

ESCALA

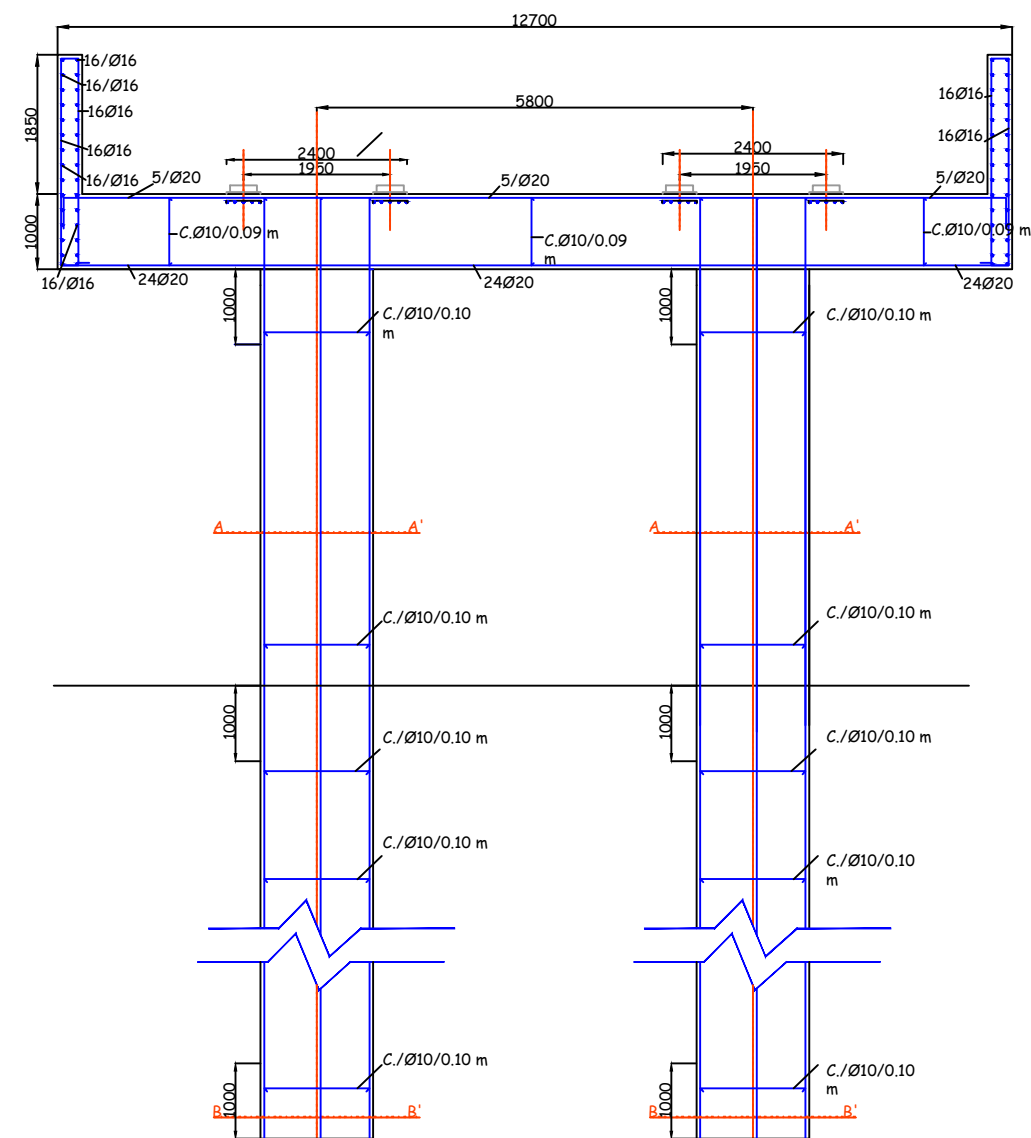
FECHA

PLANO

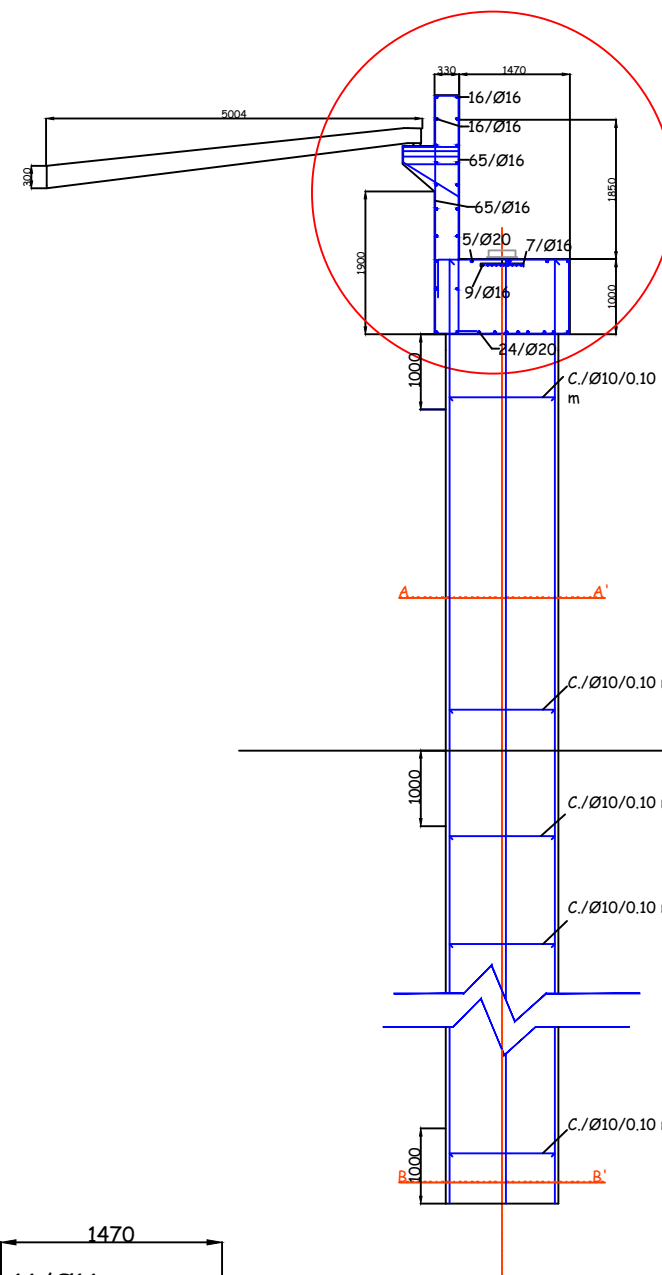
3





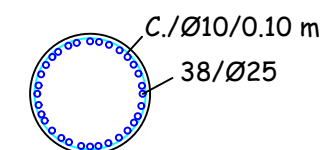
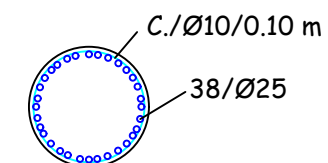


DETALLE 1  
ESCALA 1:50



7/Ø16  
9/Ø16  
24/Ø20

DETALLE 1



ESCALA 1:50

## CUADRO DE MATERIALES

### NIVELES DE CONTROL Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

- ACERO PARA ARMAR → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.15$
- HORMIGÓN → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.50$
- EJECUCIÓN → NIVEL INTENSO  $\gamma_{cp} = 1.35$  ;  $\gamma_{sc} = 1.35$

### ACERO PARA ARMAR

B-500 S  $F_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

PARA ANCLAJES Y SOLAPES, SE SEGUIRAN LAS PRESCRIPCIONES CONTENIDAS EN EL ARTÍCULO 69.5 DE LA INSTRUCCIÓN EHE-08

### ACERO PARA PRETENSAR

- VIGAS Y-1860-S7 ( $\phi = 15.2 \text{ mm}$ ; Anominal =  $140 \text{ mm}^2$ )
- CARACTERÍSTICAS  $f_{ymax} = 1860 \text{ N/mm}^2$ , de baja relajación.  
 $E_p = 190000 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{tesado} = 1300 \text{ N/mm}^2$

RESISTENCIA DEL HORMIGÓN AL PRETENSAR  $50 \text{ N/mm}^2$

LA JUNTA DE HORMIGÓN ENTRE LAS VIGAS Y LA LOSA DE TABLERO SERÁ DEL TIPO "RUGOSIDAD ALTA" SEGÚN EL ARTÍCULO 47.2 DE LA EHE-08.

HORMIGÓN	fck(N/mm2)	ELEMENTO	RECUBRIMIENTOS
HL-150/B/25	15	CAPA DE NIVELACIÓN	
HA-30/B/20/IIb	30	PILOTES DE PILAS Y ESTRIBOS	7 cm
HA-30/B/20/IIb	30	ALZADOS DE PILAS Y ESTRIBOS	7cm
HA-50/B/20/IIb	50	VIGAS PREFABRICADAS	7 cm
HP-30/B/20/IIb	30	LOSA DE TABLERO	5 cm
HA-30/B/20/IIb	30	DINTEL Y MURETE	5 cm



Universidad Politécnica de Cartagena

AUTOR  
PROYECTO

Ana Almagro Armet

DIRECTOR PROYECTO

Alfonso Martínez Martínez

TÍTULO

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN EN ALHAMA DE MURCIA, P.K. 598 DE LA A-7.MURCIA

DESIGNACION

Armaduras de los estribos

FECHA

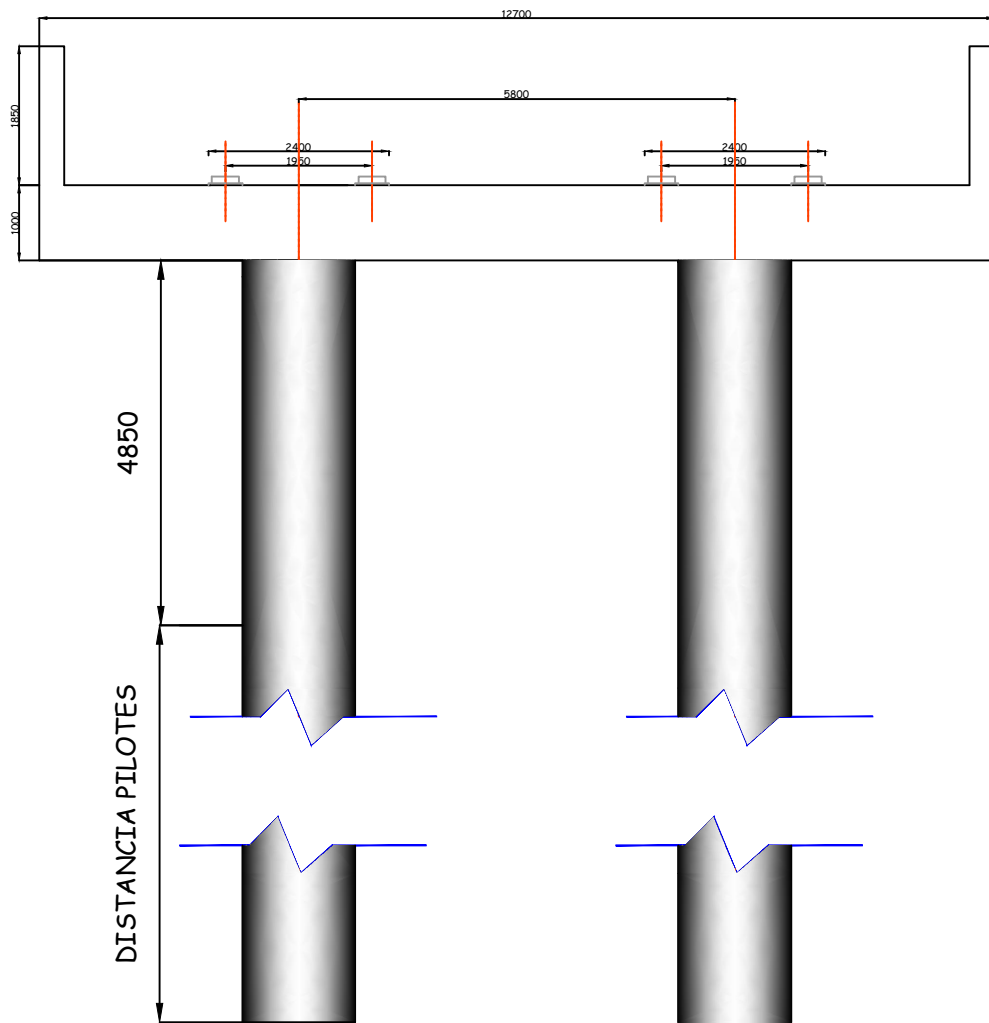
23/2/2017

ESCALA

1:100

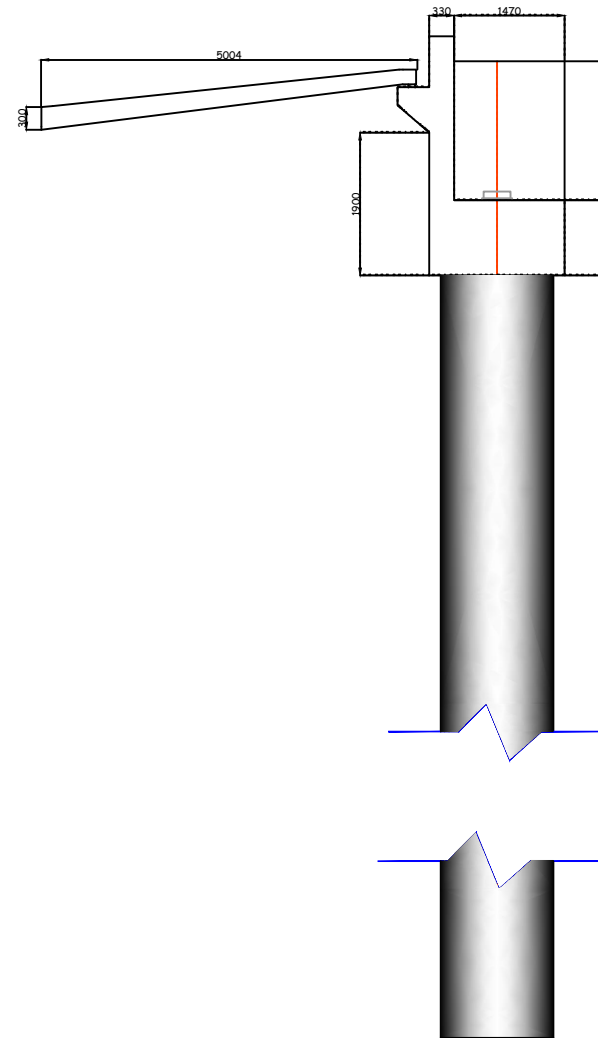
PLANO

5



ALZADO FRONTAL ESTRIBO

- DISTANCIA PILOTES
- LOS PILOTES ESTRIBO NORTE 10.70 m
- LOS PILOTES ESTRIBO SUR 9.60 m



ALZADO LATERAL ESTRIBO

CAPACIDAD PORTANTE DE LOS PILOTES EN CABEZA:

- ESTRIBO SUR DE 1603.83 KN
- ESTRIBO NORTE DE 1063.83 KN

(SEGÚN ANEJO DE CIMENTACIONES)

## CUADRO DE MATERIALES

### NIVELES DE CONTROL Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

- ACERO PARA ARMAR → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.15$
- HORMIGÓN → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.50$
- EJECUCIÓN → NIVEL INTENSO  $\gamma_{cp} = 1.35$ ;  $\gamma_{sc} = 1.35$

### ACERO PARA ARMAR

B-500 S  $F_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

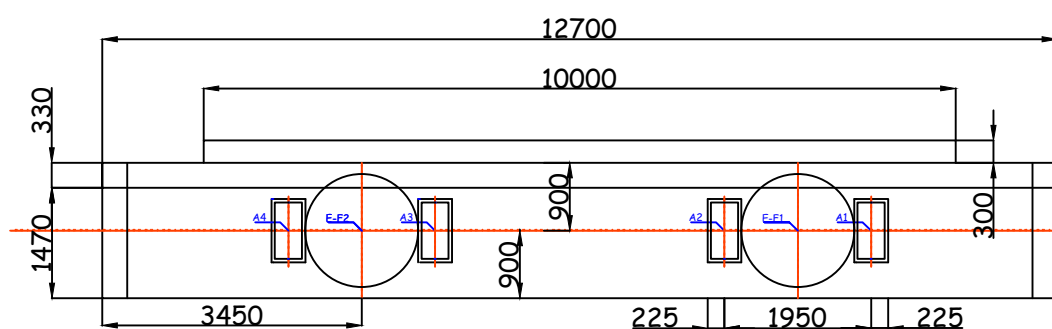
PARA ANCLAJES Y SOLAPES, SE SEGUIRAN LAS PRESCRIPCIONES CONTENIDAS EN EL ARTÍCULO 69.5 DE LA INSTRUCCIÓN EHE-08

### ACERO PARA PRETENSAR

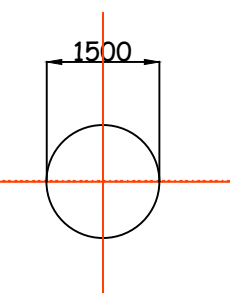
- VIGAS  $\gamma = 1860\text{-S7}$  ( $\phi = 15.2 \text{ mm}$ ; Anominal =  $140 \text{ mm}^2$ )
- CARACTERÍSTICAS  $f_{ymax} = 1860 \text{ N/mm}^2$ , de baja relajación.  
 $E_p = 190000 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{tesado} = 1300 \text{ N/mm}^2$

RESISTENCIA DEL HORMIGÓN AL PRETENSAR  $50 \text{ N/mm}^2$

LA JUNTA DE HORMIGÓN ENTRE LAS VIGAS Y LA LOSA DE TABLERO SERÁ DEL TIPO "RUGOSIDAD ALTA" SEGÚN EL ARTÍCULO 47.2 DE LA EHE-08.



PLANTA ESTRIBO



SECCIÓN A-A'

HORMIGÓN	fck(N/mm2)	ELEMENTO	RECUBRIMIENTOS
HL-150/B/25	15	CAPA DE NIVELACIÓN	
HA-30/B/20/Iib	30	PILOTES DE PILAS Y ESTRIBOS	7 cm
HA-30/B/20/Iib	30	ALZADOS DE PILAS Y ESTRIBOS	7cm
HA-50/B/20/Iib	50	VIGAS PREFABRICADAS	7 cm
HP-30/B/20/Iib	30	LOSA DE TABLERO	5 cm
HA-30/B/20/Iib	30	DINTEL Y MURETE	5 cm



Universidad Politécnica de Cartagena

AUTOR  
PROYECTO

Ana Almagro Armet

DIRECTOR PROYECTO

Alfonso Martínez Martínez

TÍTULO

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN EN ALHAMA DE MURCIA, P.K. 598 DE LA A-7.MURCIA

DESIGNACION

Vistas de los estribos

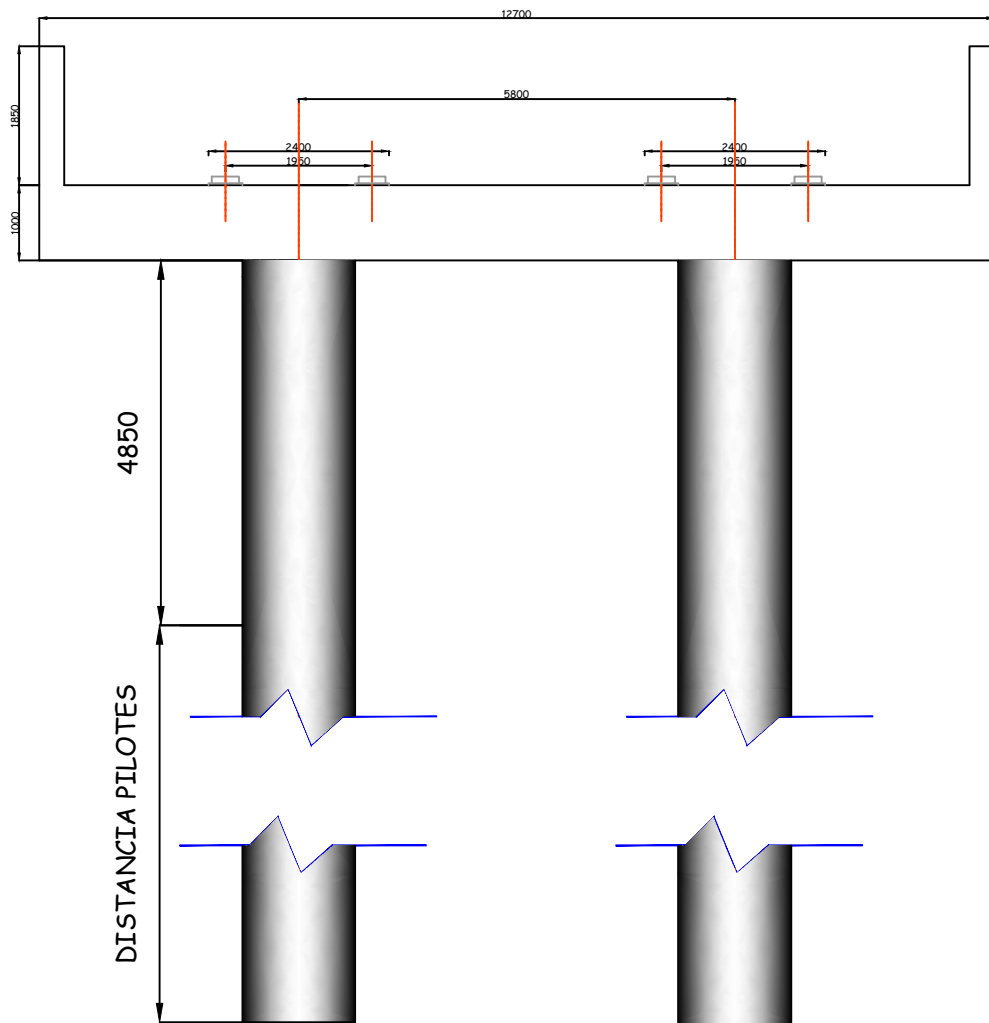
FECHA

23/2/2017

ESCALA

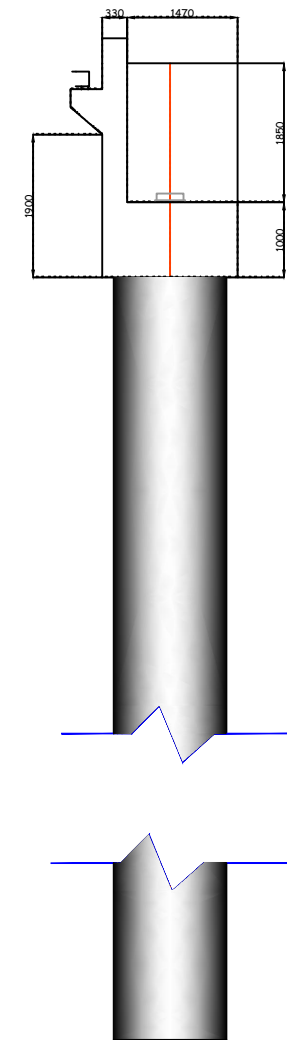
1:100

PLANO  
6



ALZADO FRONTAL ESTRIBO

- DISTANCIA PILOTES
- LOS PILOTES ESTRIBO NORTE 10.70 m
  - LOS PILOTES ESTRIBO SUR 9.60 m



ALZADO LATERAL ESTRIBO

COORDENADAS EN LOS APOYOS ESTRIBO SUR		
PUNTO	X	Y
A1	641668.5400	4192149.6500
A2	641659.5400	4192148.4520
A3	641662.5400	4192148.3200
A4	641660.3210	4192147.4930

COORDENADAS APOYO ESTRIBO NORTE		
PUNTO	X	Y
A1	641669.4300	4192150.5000
A2	641667.3500	4192149.5700
A3	641664.5490	4192147.9700
A4	641662.4500	4192147.3400

PUNTO BÁSICOS		
PUNTO	X	Y
EN-F1	641669.5700	4192149.9700
EN-F2	641659.3100	4195483.4500
ES-F1	641704.76	4192104.09
ES-F2	641659.3100	4193604.09

## CUADRO DE MATERIALES

### NIVELES DE CONTROL Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

- ACERO PARA ARMAR → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.15$
- HORMIGÓN → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.50$
- EJECUCIÓN → NIVEL INTENSO  $\gamma_{cp} = 1.35$ ;  $\gamma_{sc} = 1.35$

### ACERO PARA ARMAR

B-500 S  $F_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

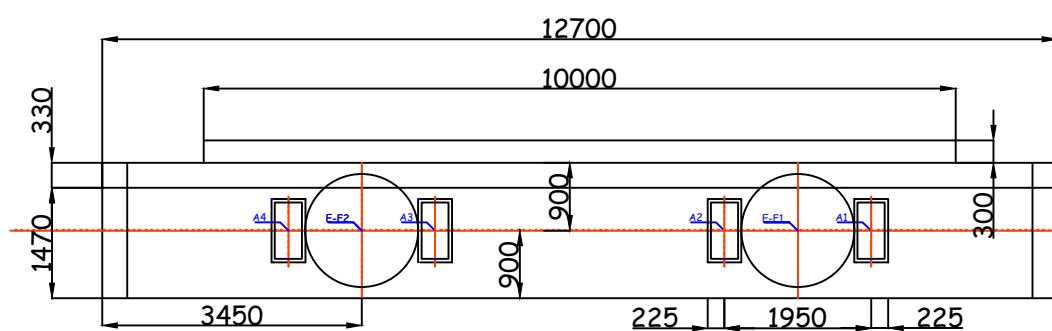
PARA ANCLAJES Y SOLAPES, SE SEGUIRAN LAS PRESCRIPCIONES CONTENIDAS EN EL ARTÍCULO 69.5 DE LA INSTRUCCIÓN EHE-08

### ACERO PARA PRETENSAR

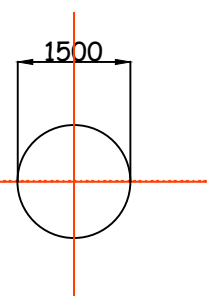
- VIGAS Y-1860-S7 ( $\phi = 15.2 \text{ mm}$ ; Anominal = 140 mm<sup>2</sup>)
- CARACTERÍSTICAS  $f_{ymax} = 1860 \text{ N/mm}^2$ , de baja relajación.  
 $E_p = 190000 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{tesado} = 1300 \text{ N/mm}^2$

RESISTENCIA DEL HORMIGÓN AL PRETENSAR  $50 \text{ N/mm}^2$

LA JUNTA DE HORMIGÓN ENTRE LAS VIGAS Y LA LOSA DE TABLERO SERÁ DEL TIPO "RUGOSIDAD ALTA" SEGÚN EL ARTÍCULO 47.2 DE LA EHE-08.



PLANTA ESTRIBO



SECCIÓN A-A'

HORMIGÓN	fck(N/mm2)	ELEMENTO	RECUBRIMIENTOS
HL-150/B/25	15	CAPA DE NIVELACIÓN	
HA-30/B/20/IIb	30	PILOTES DE PILAS Y ESTRIBOS	7 cm
HA-30/B/20/IIb	30	ALZADOS DE PILAS Y ESTRIBOS	7cm
HA-50/B/20/IIb	50	VIGAS PREFABRICADAS	7 cm
HP-30/B/20/IIb	30	LOSA DE TABLERO	5 cm
HA-30/B/20/IIb	30	DINTEL Y MURETE	5 cm



Universidad Politécnica de Cartagena

AUTOR  
PROYECTO

Ana Almagro Armet

DIRECTOR PROYECTO

Alfonso Martínez Martínez

TÍTULO

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN EN ALHAMA DE MURCIA, P.K. 598 DE LA A-7.MURCIA

DESIGNACION

Replanteo de los estribos

FECHA

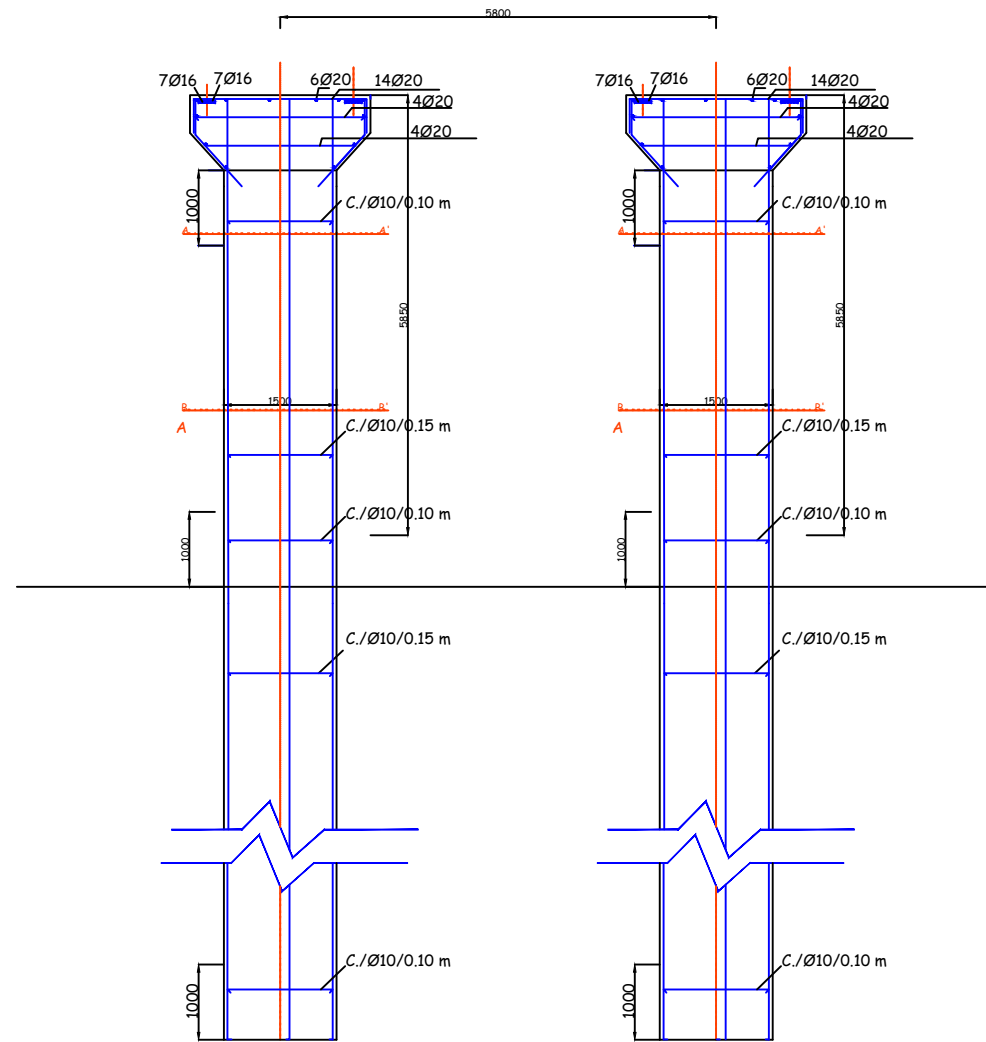
23/2/2017

ESCALA

1:100

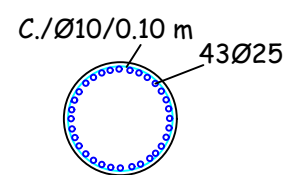
PLANO  
7



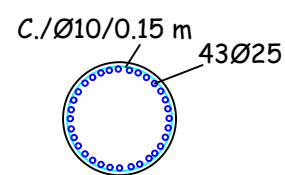


ALZADO FRONTAL PILA

ALZADO FRONTAL PILA

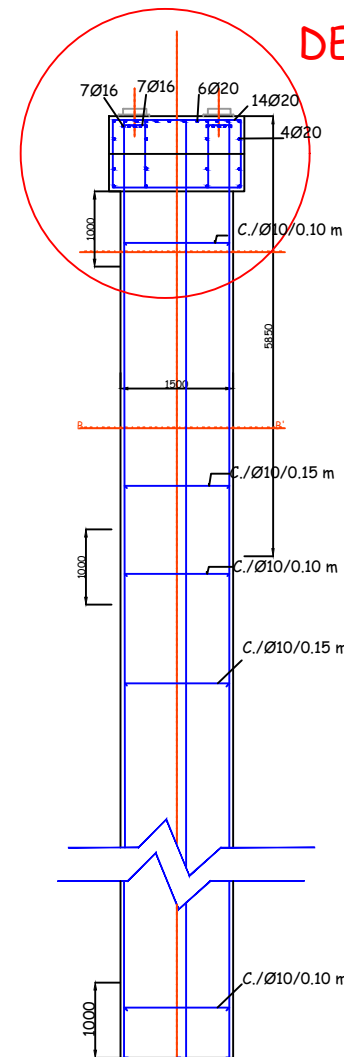


SECCIÓN A-A'

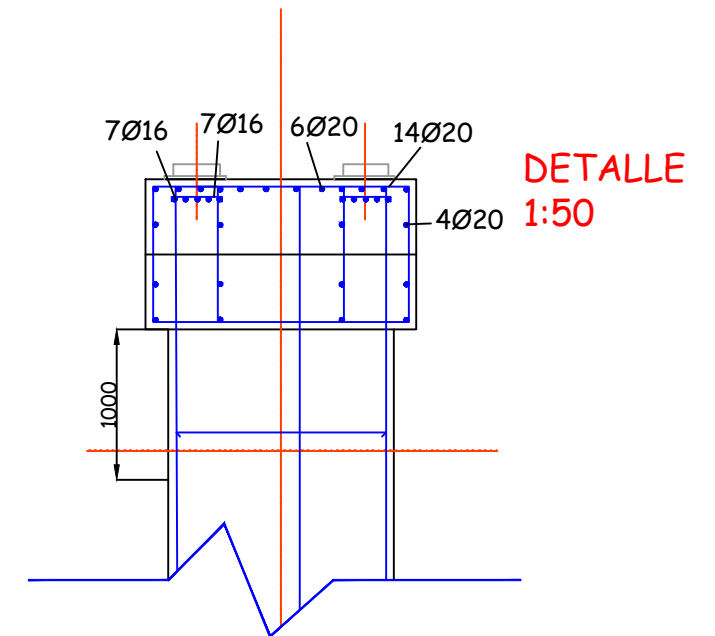


SECCIÓN B-B'

DETALLE  
1:50



DETALLE 1



DETALLE  
1:50

## CUADRO DE MATERIALES

### NIVELES DE CONTROL Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

- ACERO PARA ARMAR → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.15$
- HORMIGÓN → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.50$
- EJECUCIÓN → NIVEL INTENSO  $\gamma_{CP} = 1.35$  ;  $\gamma_{SC} = 1.35$

### ACERO PARA ARMAR

B-500 S  $F_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

PARA ANCLAJES Y SOLAPES, SE SEGUIRAN LAS PRESCRIPCIONES CONTENIDAS EN EL ARTÍCULO 69.5 DE LA INSTRUCCIÓN EHE-08

### ACERO PARA PRETENSAR

- VIGAS Y-1860-S7 ( $\phi = 15.2 \text{ mm}$ ; Anominal =  $140 \text{ mm}^2$ )
- CARACTERÍSTICAS  $f_{ymax} = 1860 \text{ N/mm}^2$ , de baja relajación.  
 $E_p = 190000 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{tesado} = 1300 \text{ N/mm}^2$

RESISTENCIA DEL HORMIGÓN AL PRETENSAR  $50 \text{ N/mm}^2$

LA JUNTA DE HORMIGÓN ENTRE LAS VIGAS Y LA LOSA DE TABLERO SERÁ DEL TIPO "RUGOSIDAD ALTA" SEGÚN EL ARTÍCULO 47.2 DE LA EHE-08.

HORMIGÓN	fck(N/mm2)	ELEMENTO	RECUBRIMIENTOS
HL-150/B/25	15	CAPA DE NIVELACIÓN	
HA-30/B/20/IIb	30	PILOTES DE PILAS Y ESTRIBOS	7 cm
HA-30/B/20/IIb	30	ALZADOS DE PILAS Y ESTRIBOS	7cm
HA-50/B/20/IIb	50	VIGAS PREFABRICADAS	7 cm
HP-30/B/20/IIb	30	LOSA DE TABLERO	5 cm
HA-30/B/20/IIb	30	DINTEL Y MURETE	5 cm



Universidad Politécnica de Cartagena

AUTOR  
PROYECTO

Ana Almagro Armet

DIRECTOR PROYECTO

Alfonso Martínez Martínez

TÍTULO

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN EN ALHAMA DE MURCIA, P.K. 598 DE LA A-7.MURCIA

DESIGNACION

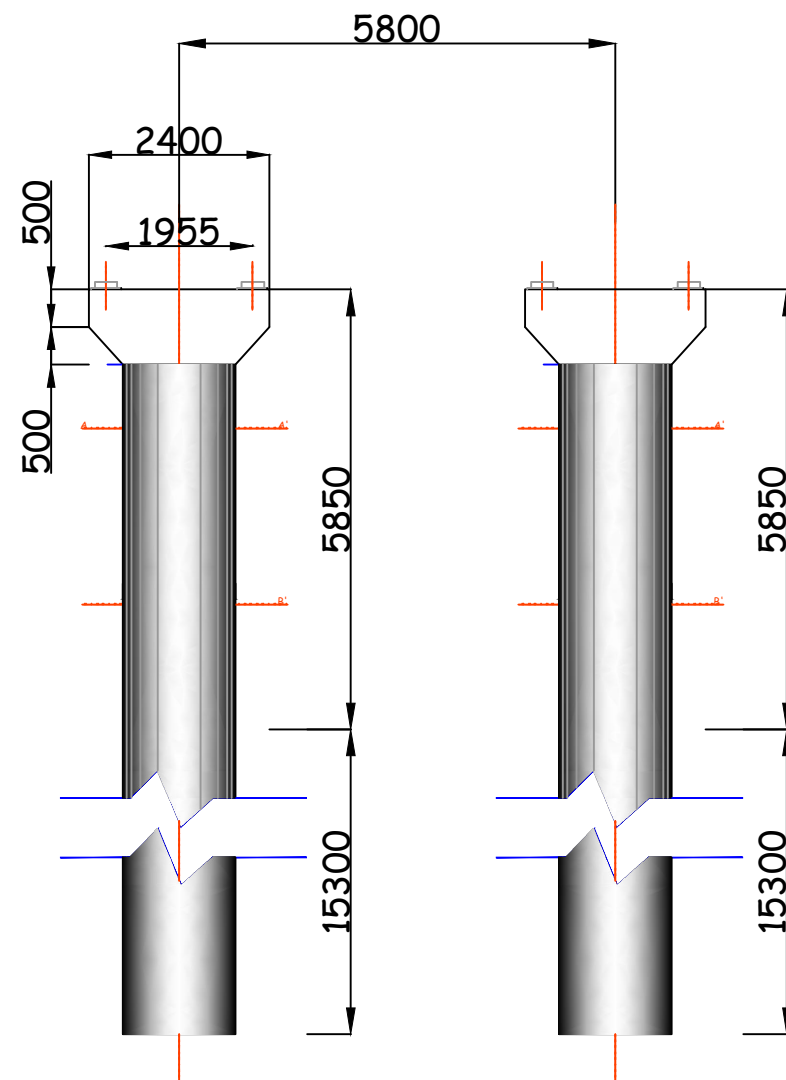
Armaduras de las pilas

FECHA

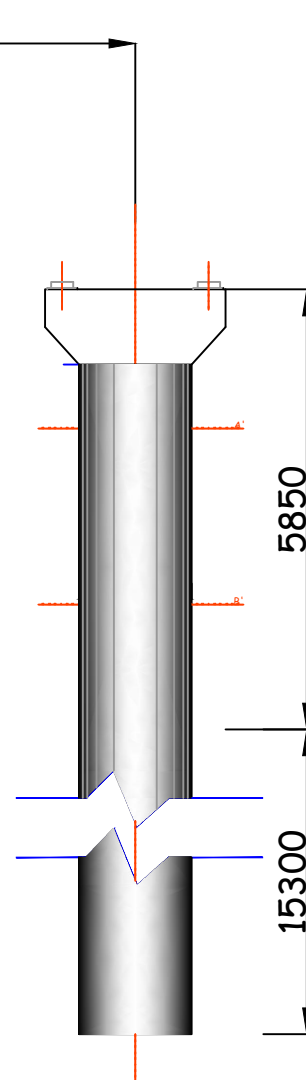
23/2/2017

ESCALA

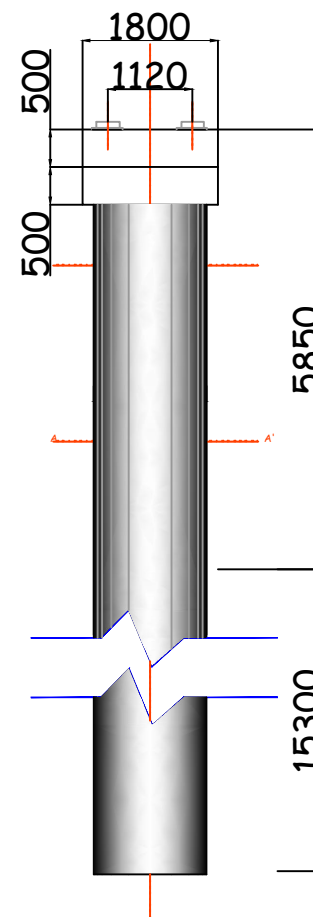
1:100  
PLANO  
8



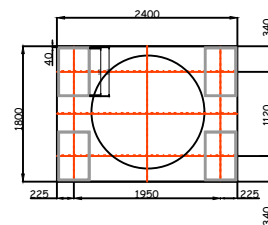
ALZADO FRONTAL PILA P-b



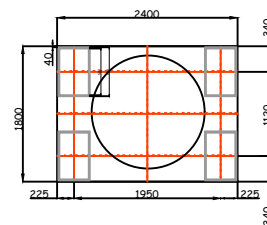
ALZADO FRONTAL P-a



ALZADO LATERAL PILA P



PLANTA PILA P-b



PLANTA PILA P-a

LA LONGITUD MÍNIMA DE LOS PILOTES SERÁ DE 15.30 m

LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS PILOTES ES DE 3270.66 KN EN CABEZA

## CUADRO DE MATERIALES

### NIVELES DE CONTROL Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

- ACERO PARA ARMAR → NIVEL NORMAL  $\gamma=1.15$
- HORMIGÓN → NIVEL NORMAL  $\gamma=1.50$
- EJECUCIÓN → NIVEL INTENSO  $\gamma_{CP}=1.35$  ;  $\gamma_{SC}=1.35$

### ACERO PARA ARMAR

B-500 S  $F_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

PARA ANCLAJES Y SOLAPES, SE SEGUIRAN LAS PRESCRIPCIONES CONTENIDAS EN EL ARTÍCULO 69.5 DE LA INSTRUCCIÓN EHE-08

### ACERO PARA PRETENSAR

- VIGAS Y-1860-S7 ( $\phi=15.2 \text{ mm}$ ; Anominal  $=140 \text{ mm}^2$ )
- CARACTERÍSTICAS  $f_{ymax}= 1860 \text{ N/mm}^2$ , de baja relajación.  
 $E_p = 190000 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{tesado} = 1300 \text{ N/mm}^2$

RESISTENCIA DEL HORMIGÓN AL PRETENSAR  $50 \text{ N/mm}^2$

LA JUNTA DE HORMIGÓN ENTRE LAS VIGAS Y LA LOSA DE TABLERO SERÁ DEL TIPO "RUGOSIDAD ALTA" SEGÚN EL ARTÍCULO 47.2 DE LA EHE-08.

HORMIGÓN	$f_{ck}(\text{N/mm}^2)$	ELEMENTO	RECUBRIMIENTOS
HL-150/B/25	15	CAPA DE NIVELACIÓN	
HA-30/B/20/IIb	30	PILOTES DE PILAS Y ESTRIBOS	7 cm
HA-30/B/20/IIb	30	ALZADOS DE PILAS Y ESTRIBOS	7cm
HA-50/B/20/IIb	50	VIGAS PREFABRICADAS	7 cm
HP-30/B/20/IIb	30	LOSA DE TABLERO	5 cm
HA-30/B/20/IIb	30	DINTEL Y MURETE	5 cm



Universidad Politécnica de Cartagena

AUTOR PROYECTO

Ana Almagro Armet

DIRECTOR PROYECTO

Alfonso Martínez Martínez

TÍTULO

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN EN ALHAMA DE MURCIA, P.K. 598 DE LA A-7.MURCIA

DESIGNACION

Vistas de las pilas

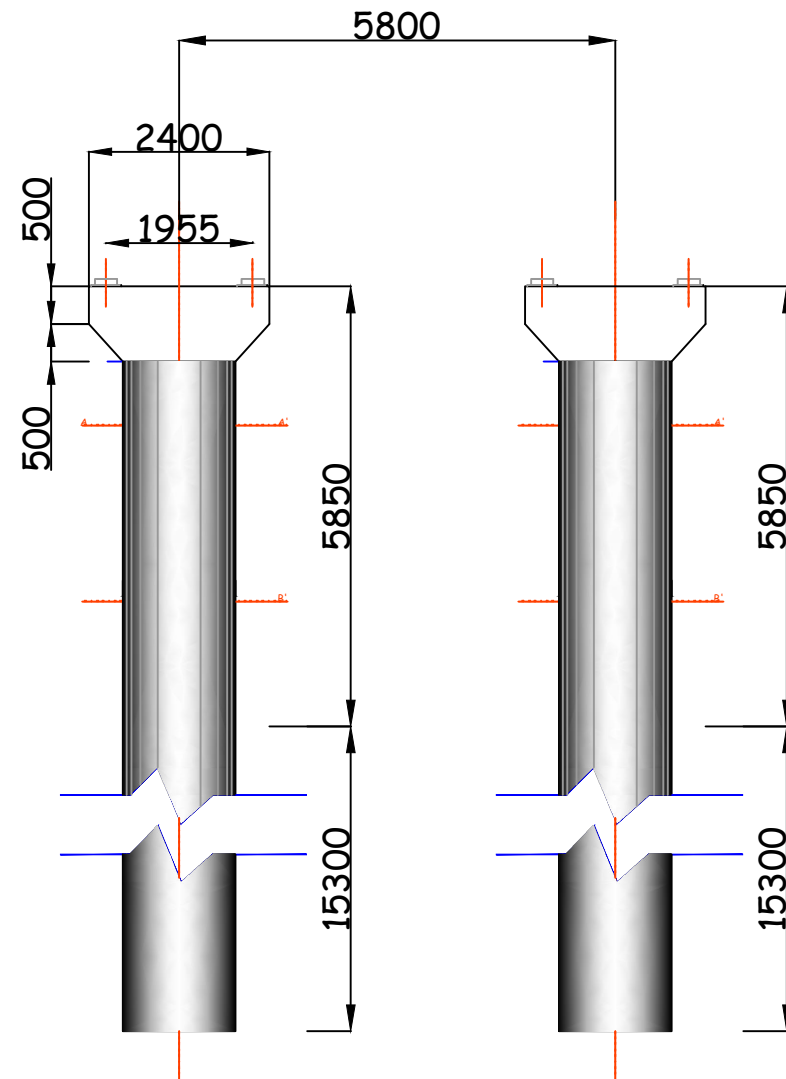
FECHA

23/2/2017

ESCALA

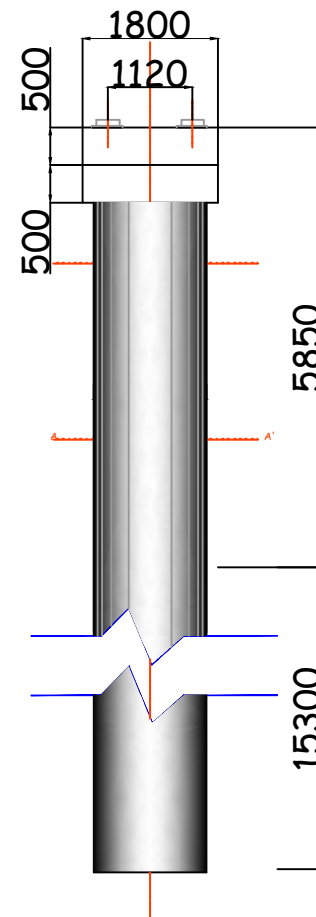
1:100  
PLANO 9



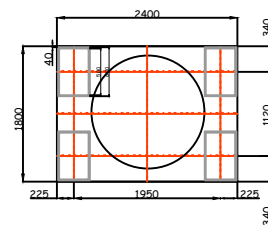


ALZADO FRONTAL PILA P-b

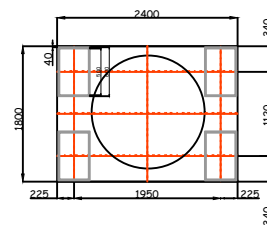
ALZADO FRONTAL P-a



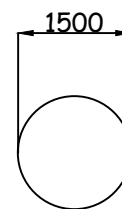
ALZADO LATERAL PILA P



PLANTA PILA P-b



PLANTA PILA P-a



COORDENADAS APOYOS P-a		
PUNTO	X	Y
A1	641685.7300	4192130.2000
A2	641654.0500	4192128.6400
A3	641686.2600	4192127.4000
A4	641654.2400	4192127.1200

COORDENADAS APOYO P-b		
PUNTO	X	Y
A1	641660.1000	4195484.5000
A2	641658.7600	4195483.4000
A3	641658.5000	4195483.3800
A4	641657.8700	4195482.5870

PUNTO BÁSICOS		
PUNTO	X	Y
F1	641685.2300	4192129.2700
F2	641659.3100	4195483.4500

## CUADRO DE MATERIALES

### NIVELES DE CONTROL Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

- ACERO PARA ARMAR → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.15$
- HORMIGÓN → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.50$
- EJECUCIÓN → NIVEL INTENSO  $\gamma_{cp} = 1.35$ ;  $\gamma_{sc} = 1.35$

### ACERO PARA ARMAR

B-500 S  $F_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

PARA ANCLAJES Y SOLAPES, SE SEGUIRAN LAS PRESCRIPCIONES CONTENIDAS EN EL ARTÍCULO 69.5 DE LA INSTRUCCIÓN EHE-08

### ACERO PARA PRETENSAR

- VIGAS Y-1860-S7 ( $\phi = 15.2 \text{ mm}$ ; Anominal =  $140 \text{ mm}^2$ )
- CARACTERÍSTICAS  $f_{ymax} = 1860 \text{ N/mm}^2$ , de baja relajación.  
 $E_p = 190000 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{tesado} = 1300 \text{ N/mm}^2$

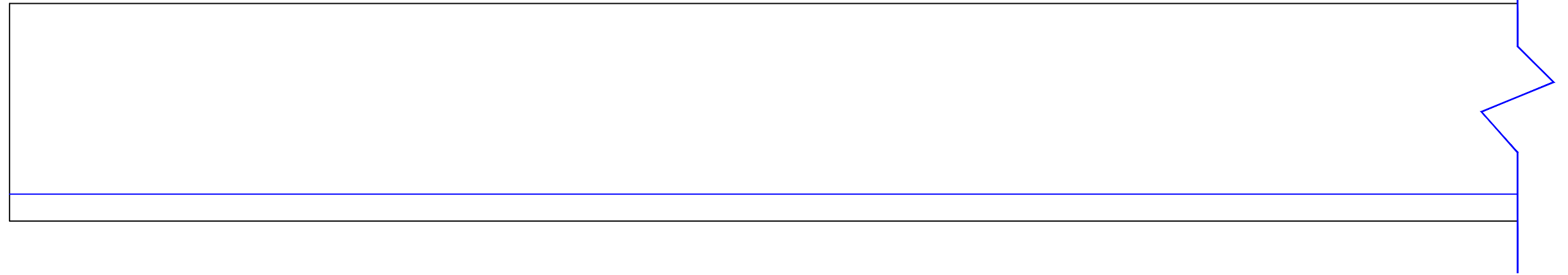
RESISTENCIA DEL HORMIGÓN AL PRETENSAR  $50 \text{ N/mm}^2$

LA JUNTA DE HORMIGÓN ENTRE LAS VIGAS Y LA LOSA DE TABLERO SERÁ DEL TIPO "RUGOSIDAD ALTA" SEGÚN EL ARTÍCULO 47.2 DE LA EHE-08.

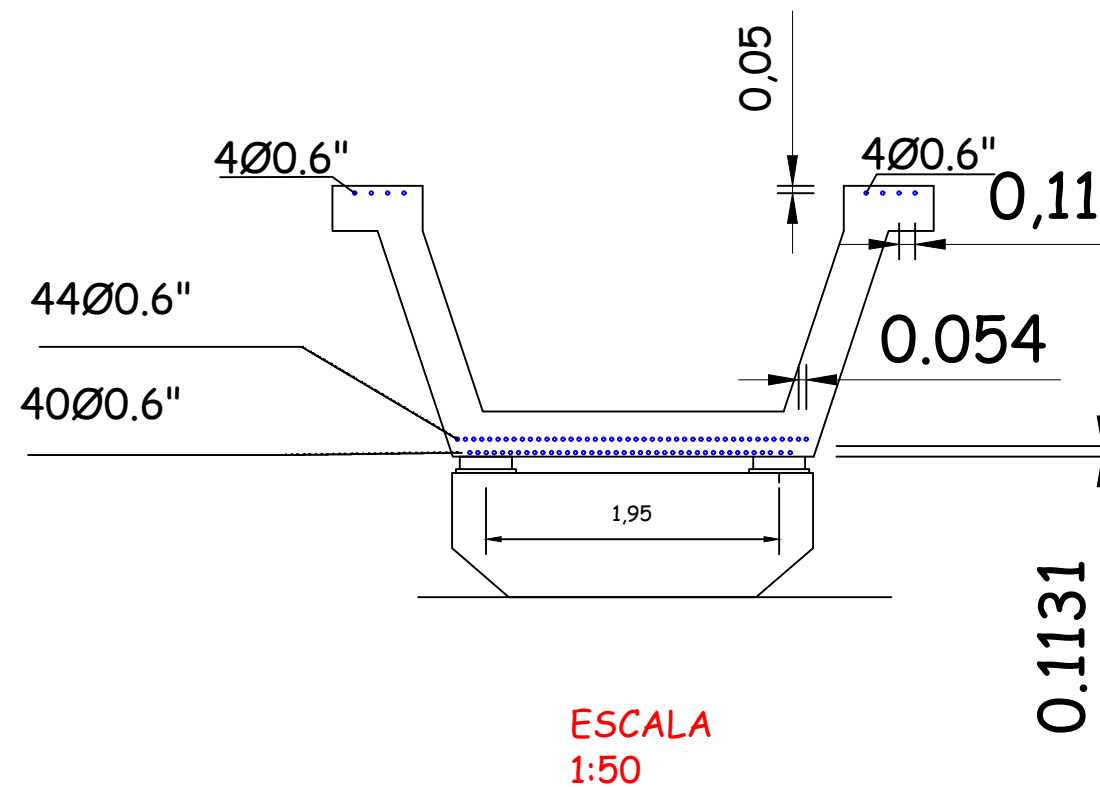
HORMIGÓN	fck(N/mm2)	ELEMENTO	RECUBRIMIENTOS
HL-150/B/25	15	CAPA DE NIVELACIÓN	
HA-30/B/20/IIb	30	PILOTES DE PILAS Y ESTRIBOS	7 cm
HA-30/B/20/IIb	30	ALZADOS DE PILAS Y ESTRIBOS	7cm
HA-50/B/20/IIb	50	VIGAS PREFABRICADAS	7 cm
HP-30/B/20/IIb	30	LOSA DE TABLERO	5 cm
HA-30/B/20/IIb	30	DINTEL Y MURETE	5 cm

## TRAZADO DE PRENTESADO DE MEDIA VIGA

113.1



## ARMADURA ACTIVA DE LA VIGA



## CUADRO DE MATERIALES

### NIVELES DE CONTROL Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

- ACERO PARA ARMAR → NIVEL NORMAL  $\gamma=1.15$
- HORMIGÓN → NIVEL NORMAL  $\gamma=1.50$
- EJECUCIÓN → NIVEL INTENSO  $\gamma_{cp}=1.35$ ;  $\gamma_{sc}=1.35$

### ACERO PARA ARMAR

B-500 S  $F_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

PARA ANCLAJES Y SOLAPES, SE SEGUIRAN LAS PRESCRIPCIONES CONTENIDAS EN EL ARTÍCULO 69.5 DE LA INSTRUCCIÓN EHE-08

### ACERO PARA PRETENSAR

- VIGAS  $\gamma=1860\text{-S7}$  ( $\phi=15.2 \text{ mm}$ ; Anominal =  $140 \text{ mm}^2$ )
- CARACTERÍSTICAS  $f_{ymax} = 1860 \text{ N/mm}^2$ , de baja relajación.  
 $E_p = 190000 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{tesado} = 1300 \text{ N/mm}^2$

RESISTENCIA DEL HORMIGÓN AL PRETENSAR  $50 \text{ N/mm}^2$

LA JUNTA DE HORMIGÓN ENTRE LAS VIGAS Y LA LOSA DE TABLERO SERÁ DEL TIPO "RUGOSIDAD ALTA" SEGÚN EL ARTÍCULO 47.2 DE LA EHE-08.

HORMIGÓN	fck(N/mm2)	ELEMENTO	RECUBRIMIENTOS
HL-150/B/25	15	CAPA DE NIVELACIÓN	
HA-30/B/20/Iib	30	PILOTES DE PILAS Y ESTRIBOS	7 cm
HA-30/B/20/Iib	30	ALZADOS DE PILAS Y ESTRIBOS	7cm
HA-50/B/20/Iib	50	VIGAS PREFABRICADAS	7 cm
HP-30/B/20/Iib	30	LOSA DE TABLERO	5 cm
HA-30/B/20/Iib	30	DINTEL Y MURETE	5 cm



Universidad Politécnica de Cartagena

AUTOR  
PROYECTO

Ana Almagro Armet

DIRECTOR PROYECTO

Alfonso Martínez Martínez

TÍTULO

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN EN ALHAMA DE MURCIA, P.K. 598 DE LA A-7.MURCIA

DESIGNACION

Armadura activa de la viga

FECHA

23/2/2017

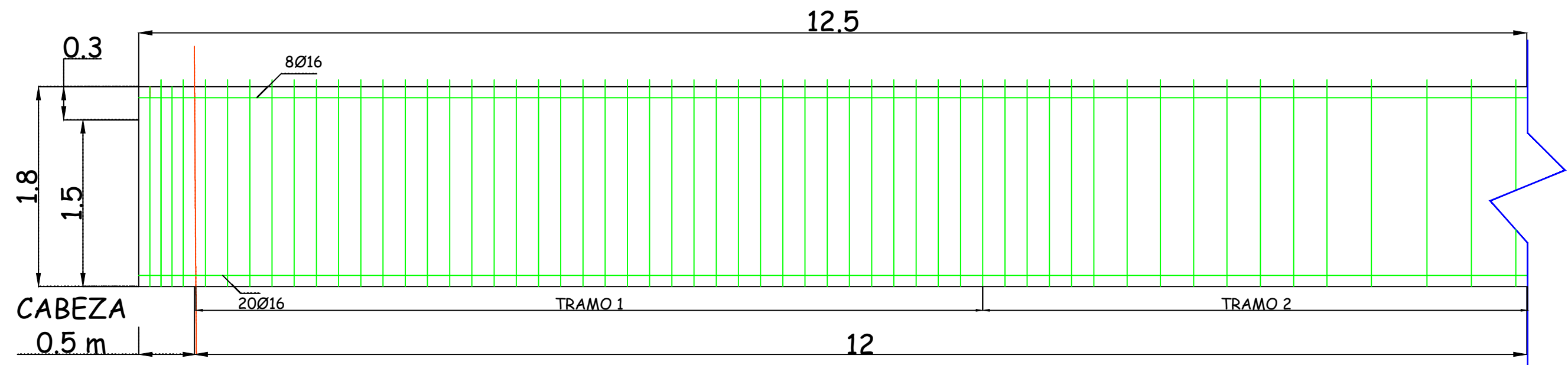
ESCALA

1:100

PLANO

11

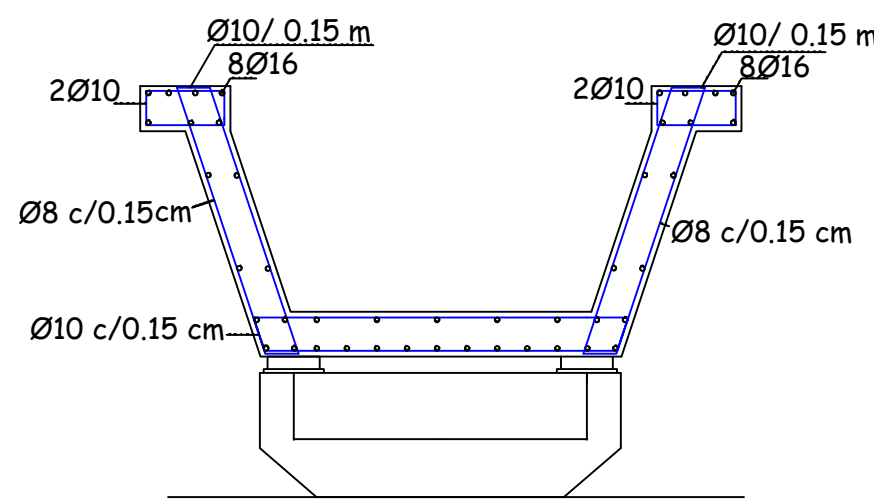
ARMADURA TRANSVERSAL DE MEDIA VIGA



CUADRO DE MATERIALES

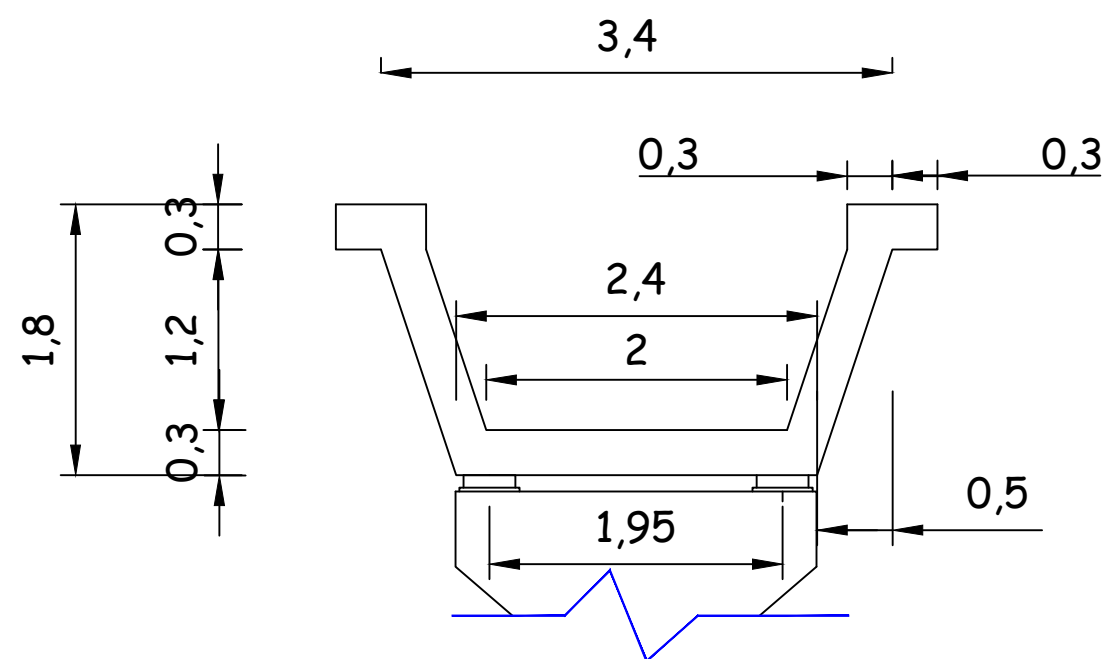
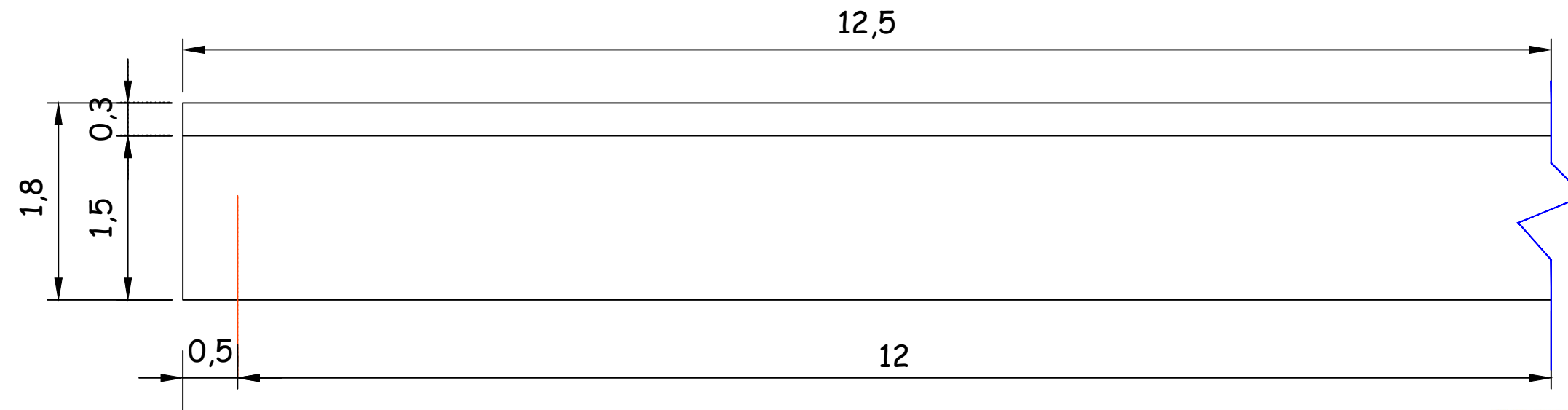
ARMADO TRANSVERSAL		
CABEZA	TRAMO 1	TRAMO 2
4Ø10	Ø10/0.20	10/0.3

ARMADURA PASIVA

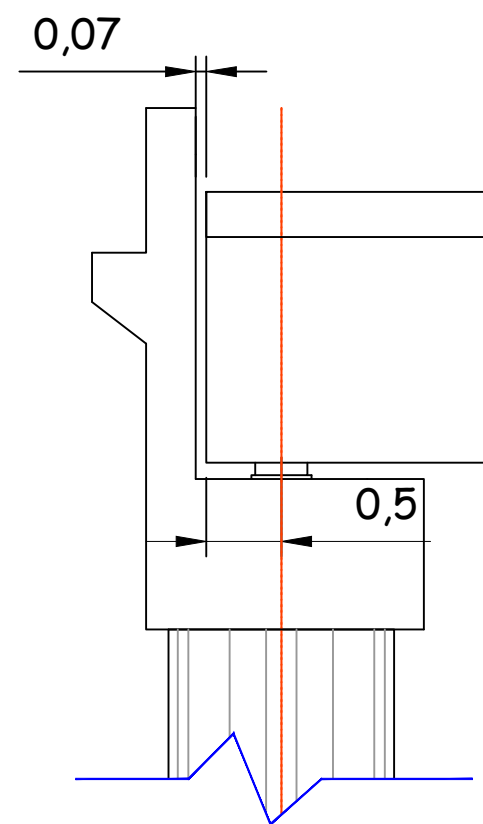


HORMIGÓN	fck(N/mm2)	ELEMENTO	RECUBRIMIENTOS
HL-150/B/25	15	CAPA DE NIVELACIÓN	
HA-30/B/20/IIb	30	PILOTES DE PILAS Y ESTRIBOS	7 cm
HA-30/B/20/IIb	30	ALZADOS DE PILAS Y ESTRIBOS	7cm
HA-50/B/20/IIb	50	VIGAS PREFABRICADAS	7 cm
HP-30/B/20/IIb	30	LOSA DE TABLERO	5 cm
HA-30/B/20/IIb	30	DINTEL Y MURETE	5 cm

# DIMENSIONES LONGITUDINALES DE MEDIA VIGA



**DIMENSIONES DE LA VIGA**



**DETALLE APOYO ESTRIBO**

## CUADRO DE MATERIALES

NIVELES DE CONTROL Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

- ACERO PARA ARMAR → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.15$
- HORMIGÓN → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.50$
- EJECUCIÓN → NIVEL INTENSO  $\gamma_{cp} = 1.35$ ;  $\gamma_{sc} = 1.35$

ACERO PARA ARMAR

B-500 S  $F_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

PARA ANCLAJES Y SOLAPES, SE SEGUIRAN LAS PRESCRIPCIONES CONTENIDAS EN EL ARTÍCULO 69.5 DE LA INSTRUCCIÓN EHE-08

ACERO PARA PRETENSAR

- VIGAS Y-1860-S7 ( $\phi = 15.2 \text{ mm}$ ; Anominal =  $140 \text{ mm}^2$ )
- CARACTERÍSTICAS  $f_{ymax} = 1860 \text{ N/mm}^2$ , de baja relajación.  
 $E_p = 190000 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{tesado} = 1300 \text{ N/mm}^2$

RESISTENCIA DEL HORMIGÓN AL PRETENSAR  $50 \text{ N/mm}^2$

LA JUNTA DE HORMIGÓN ENTRE LAS VIGAS Y LA LOSA DE TABLERO SERÁ DEL TIPO "RUGOSIDAD ALTA" SEGÚN EL ARTÍCULO 47.2 DE LA EHE-08.

HORMIGÓN	fck(N/mm2)	ELEMENTO	RECUBRIMIENTOS
HL-150/B/25	15	CAPA DE NIVELACIÓN	
HA-30/B/20/IIb	30	PILOTES DE PILAS Y ESTRIBOS	7 cm
HA-30/B/20/IIb	30	ALZADOS DE PILAS Y ESTRIBOS	7cm
HA-50/B/20/IIb	50	VIGAS PREFABRICADAS	7 cm
HP-30/B/20/IIb	30	LOSA DE TABLERO	5 cm
HA-30/B/20/IIb	30	DINTEL Y MURETE	5 cm



Universidad Politécnica de Cartagena

AUTOR  
PROYECTO

Ana Almagro Armet

DIRECTOR PROYECTO

Alfonso Martínez Martínez

TÍTULO

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN EN ALHAMA DE MURCIA, P.K. 598 DE LA A-7.MURCIA

DESIGNACION

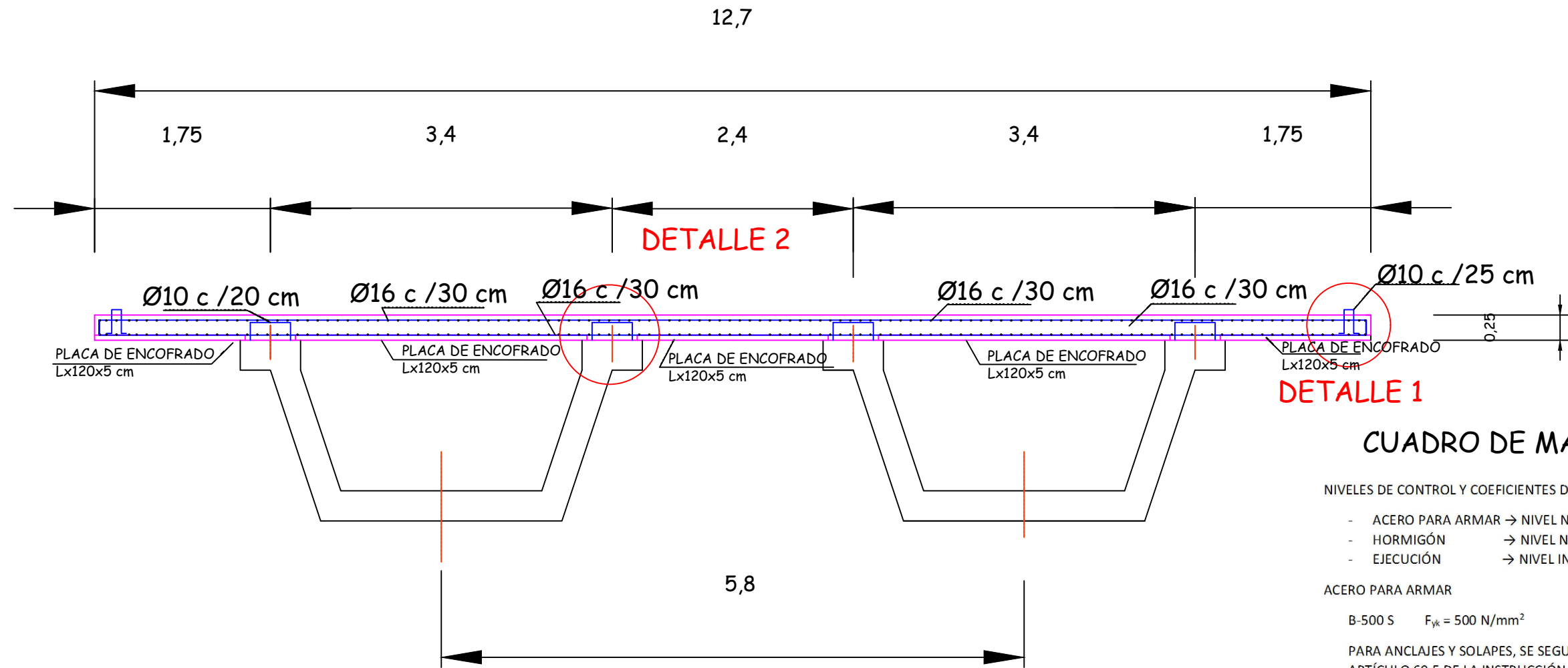
Dimensiones de la viga

FECHA

23/2/2017

ESCALA

1:100  
PLANO 13



DETALLE 1

## CUADRO DE MATERIALES

### NIVELES DE CONTROL Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

- ACERO PARA ARMAR → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.15$
- HORMIGÓN → NIVEL NORMAL  $\gamma = 1.50$
- EJECUCIÓN → NIVEL INTENSO  $\gamma_{cp} = 1.35$  ;  $\gamma_{sc} = 1.35$

### ACERO PARA ARMAR

B-500 S  $F_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

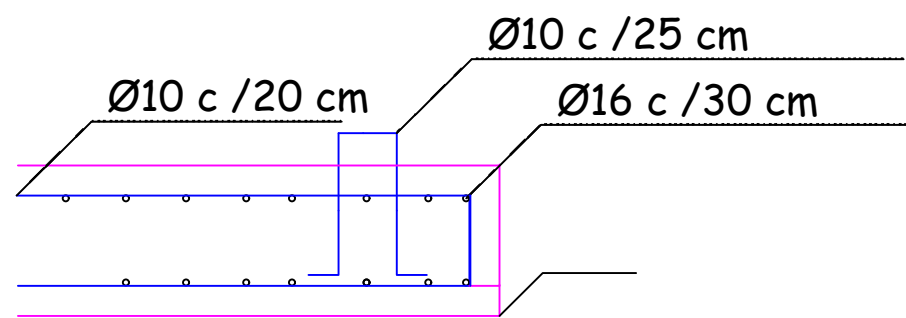
PARA ANCLAJES Y SOLAPES, SE SEGUIRAN LAS PRESCRIPCIONES CONTENIDAS EN EL ARTÍCULO 69.5 DE LA INSTRUCCIÓN EHE-08

### ACERO PARA PRETENSAR

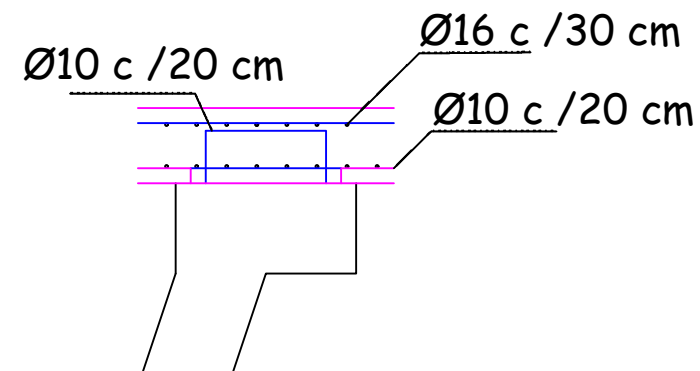
- VIGAS Y-1860-S7 ( $\phi = 15.2 \text{ mm}$ ; Anominal =  $140 \text{ mm}^2$ )
- CARACTERÍSTICAS  $f_{ymax} = 1860 \text{ N/mm}^2$ , de baja relajación.  
 $E_p = 190000 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{tesado} = 1300 \text{ N/mm}^2$

RESISTENCIA DEL HORMIGÓN AL PRETENSAR  $50 \text{ N/mm}^2$

LA JUNTA DE HORMIGÓN ENTRE LAS VIGAS Y LA LOSA DE TABLERO SERÁ DEL TIPO "RUGOSIDAD ALTA" SEGÚN EL ARTÍCULO 47.2 DE LA EHE-08.



DETALLE 1



DETALLE 2

HORMIGÓN	fck(N/mm2)	ELEMENTO	RECUBRIMIENTOS
HL-150/B/25	15	CAPA DE NIVELACIÓN	
HA-30/B/20/IIb	30	PILOTES DE PILAS Y ESTRIBOS	7 cm
HA-30/B/20/IIb	30	ALZADOS DE PILAS Y ESTRIBOS	7cm
HA-50/B/20/IIb	50	VIGAS PREFABRICADAS	7 cm
HP-30/B/20/IIb	30	LOSA DE TABLERO	5 cm
HA-30/B/20/IIb	30	DINTEL Y MURETE	5 cm



Universidad Politécnica de Cartagena

AUTOR  
PROYECTO

Ana Almagro Armet

DIRECTOR PROYECTO

Alfonso Martínez Martínez

TÍTULO

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN EN ALHAMA DE MURCIA, P.K. 598 DE LA A-7.MURCIA

DESIGNACION

Armaduras de la losa

FECHA

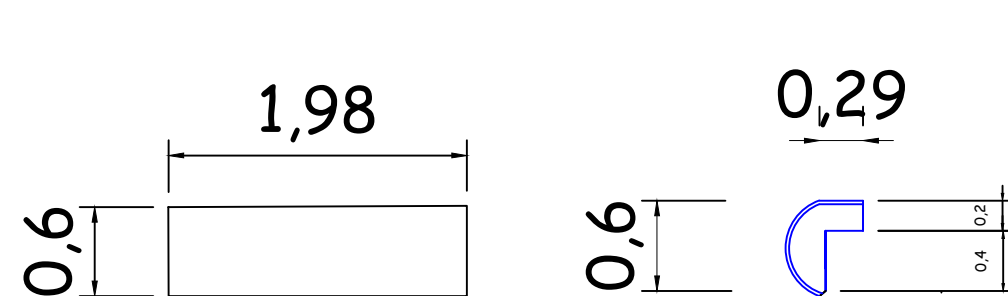
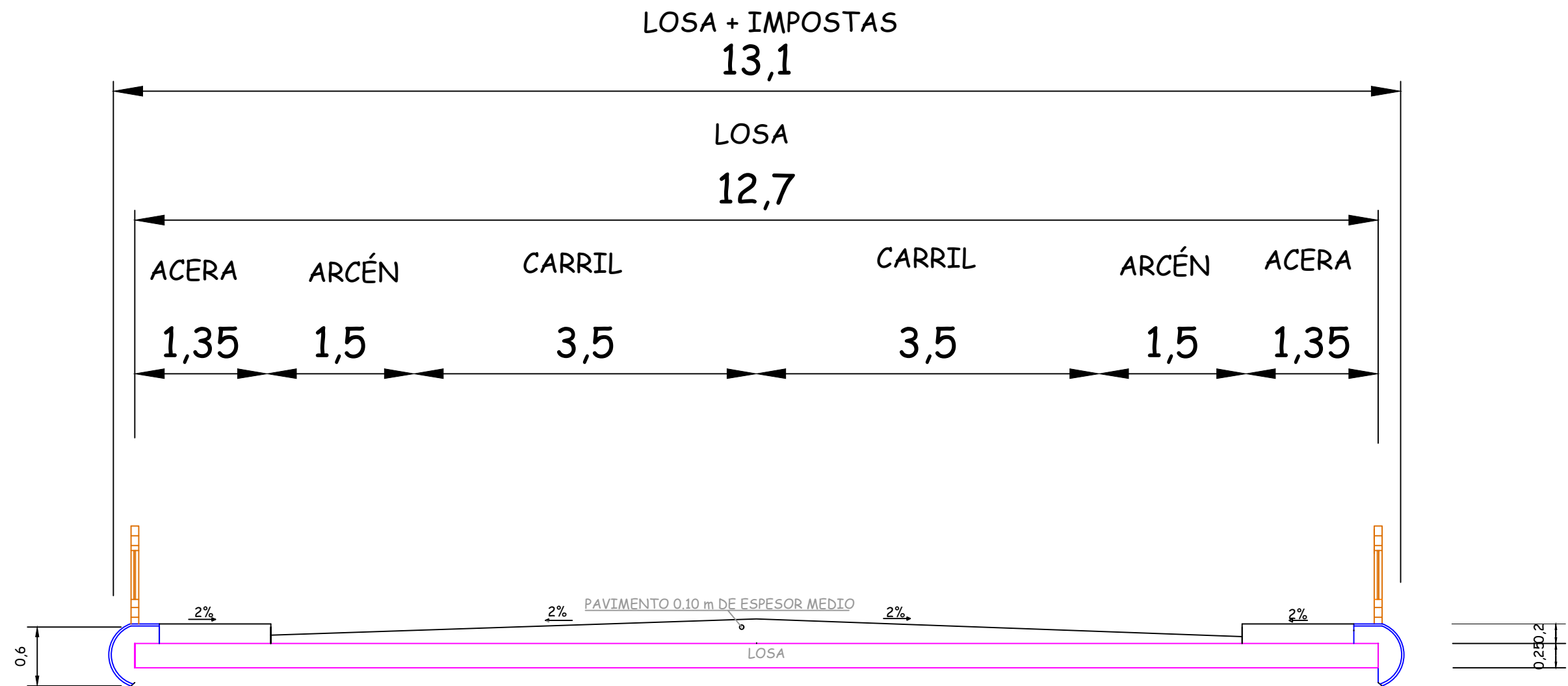
23/2/2017

ESCALA

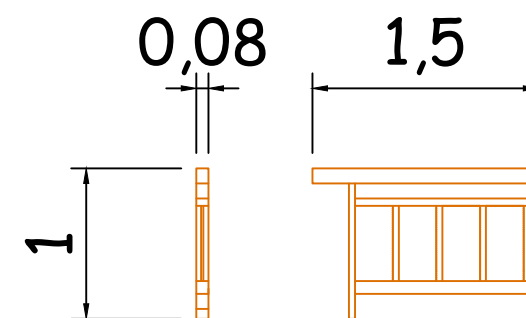
1:100

PLANO  
14





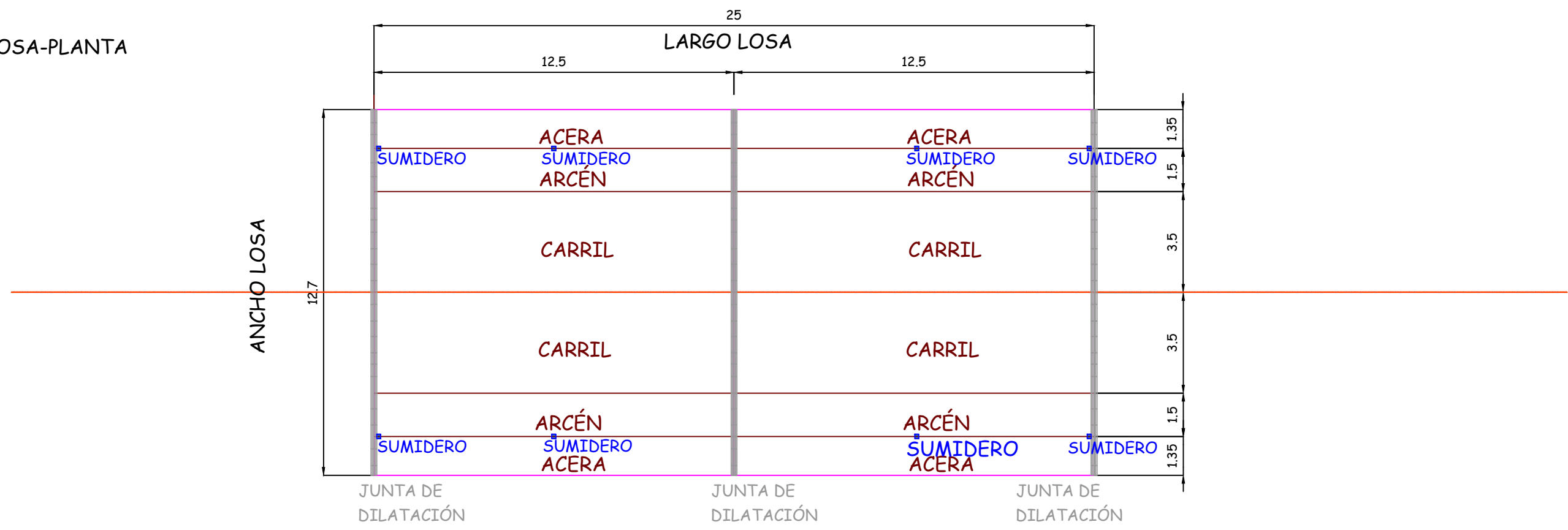
DETALLES IMPOSTA



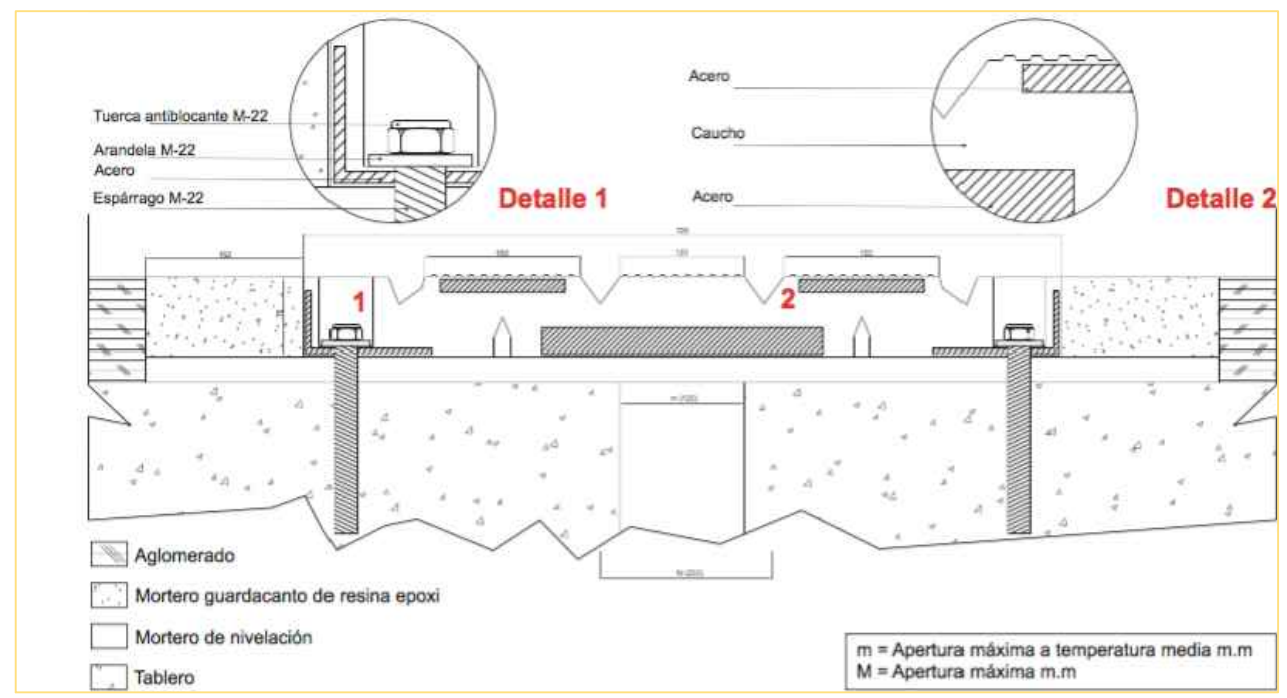
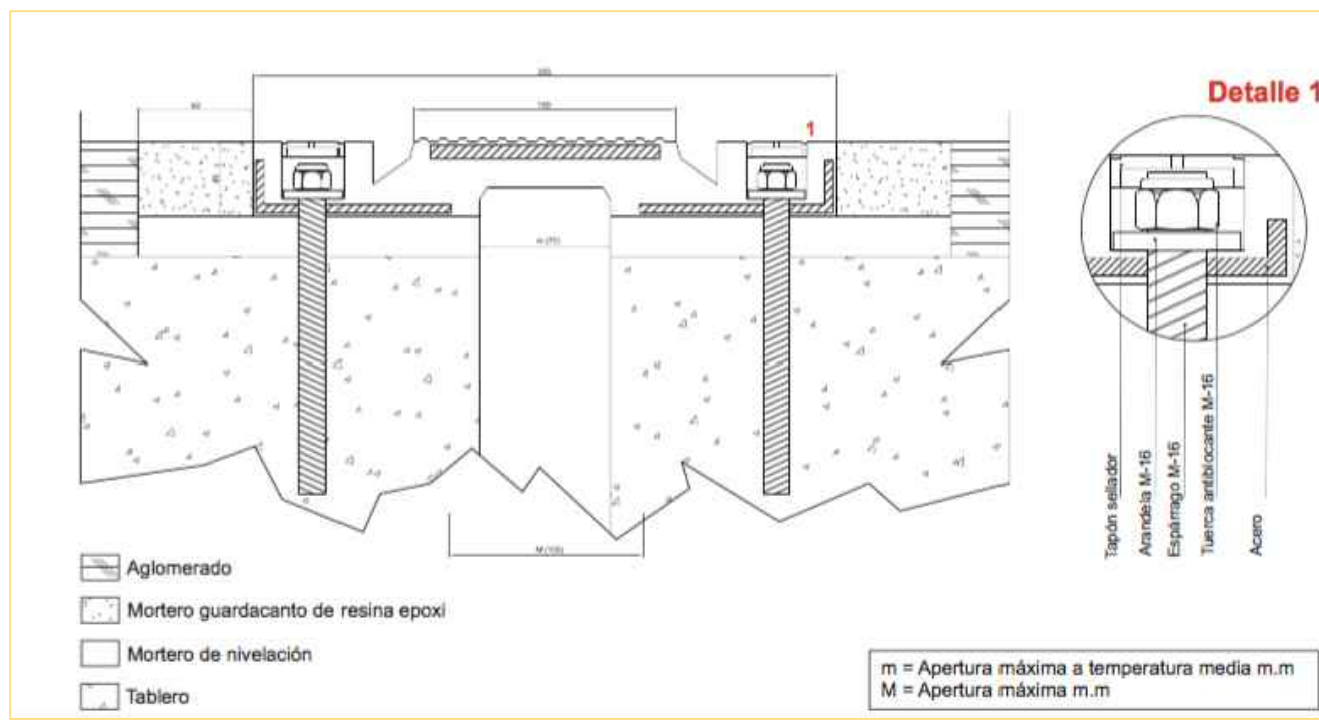
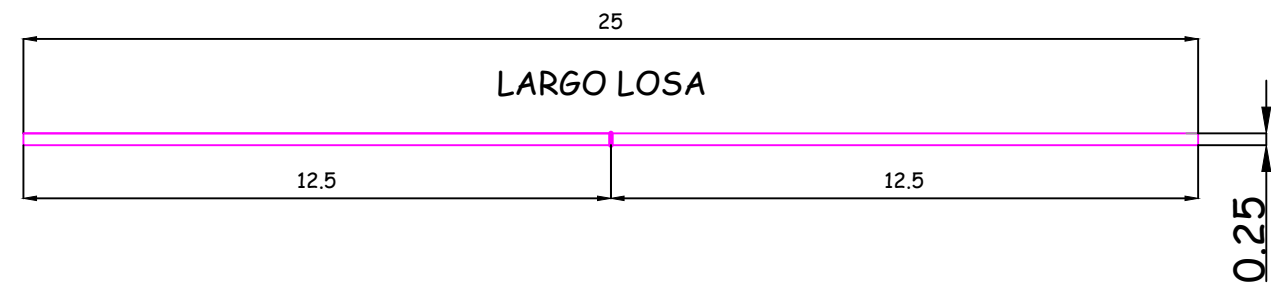
DETALLES BARANDILLA

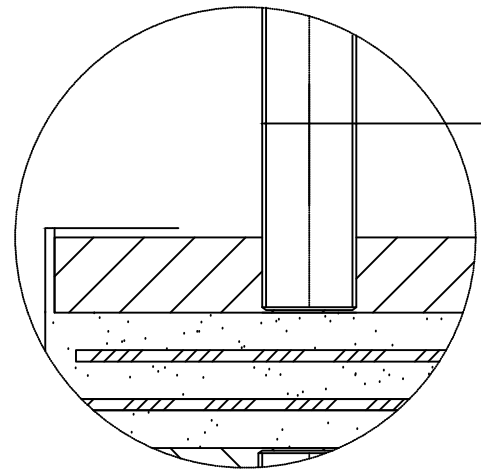


LOSA-PLANTA

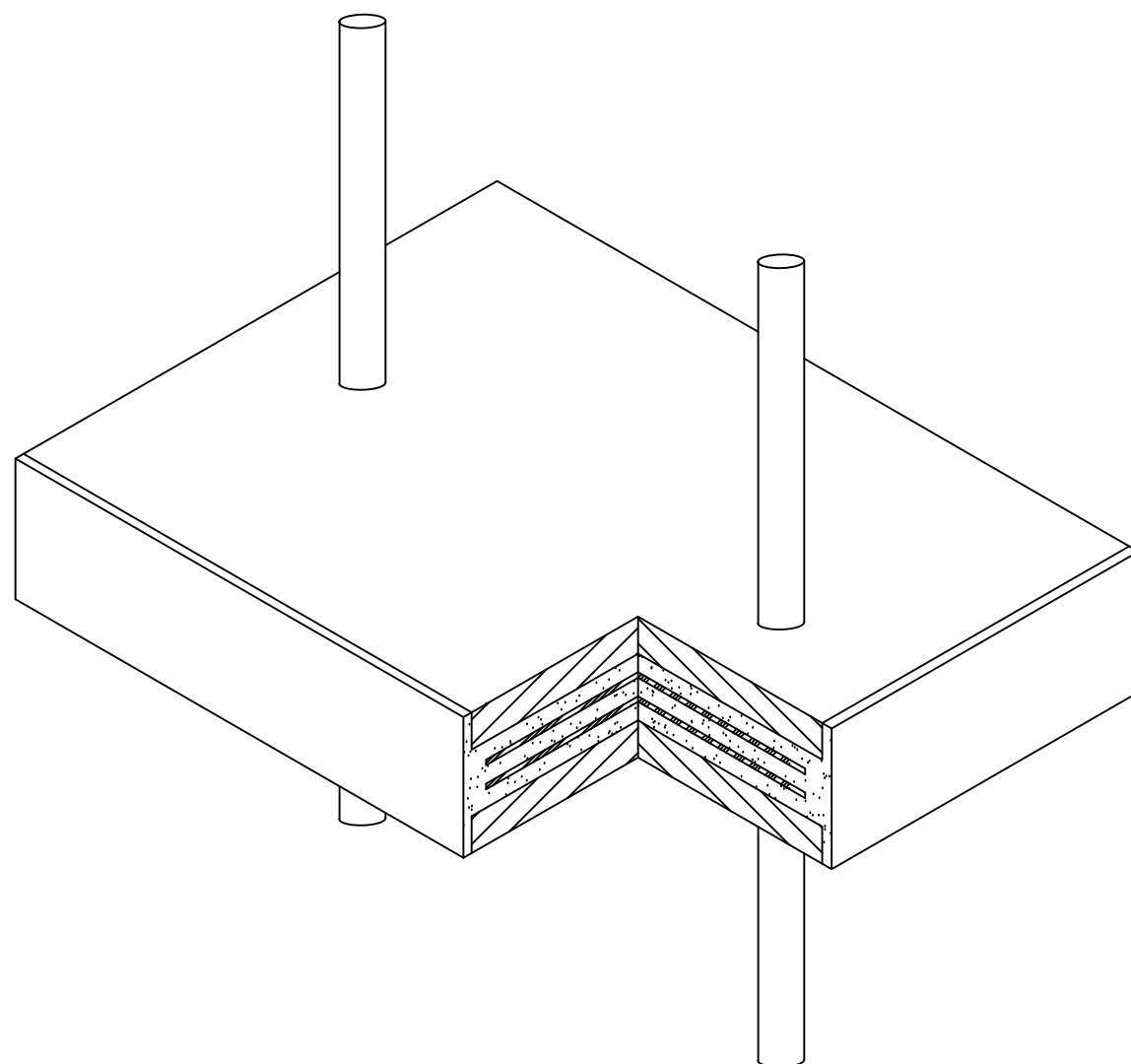


LOSA. SECCIÓN LONGITUDINAL

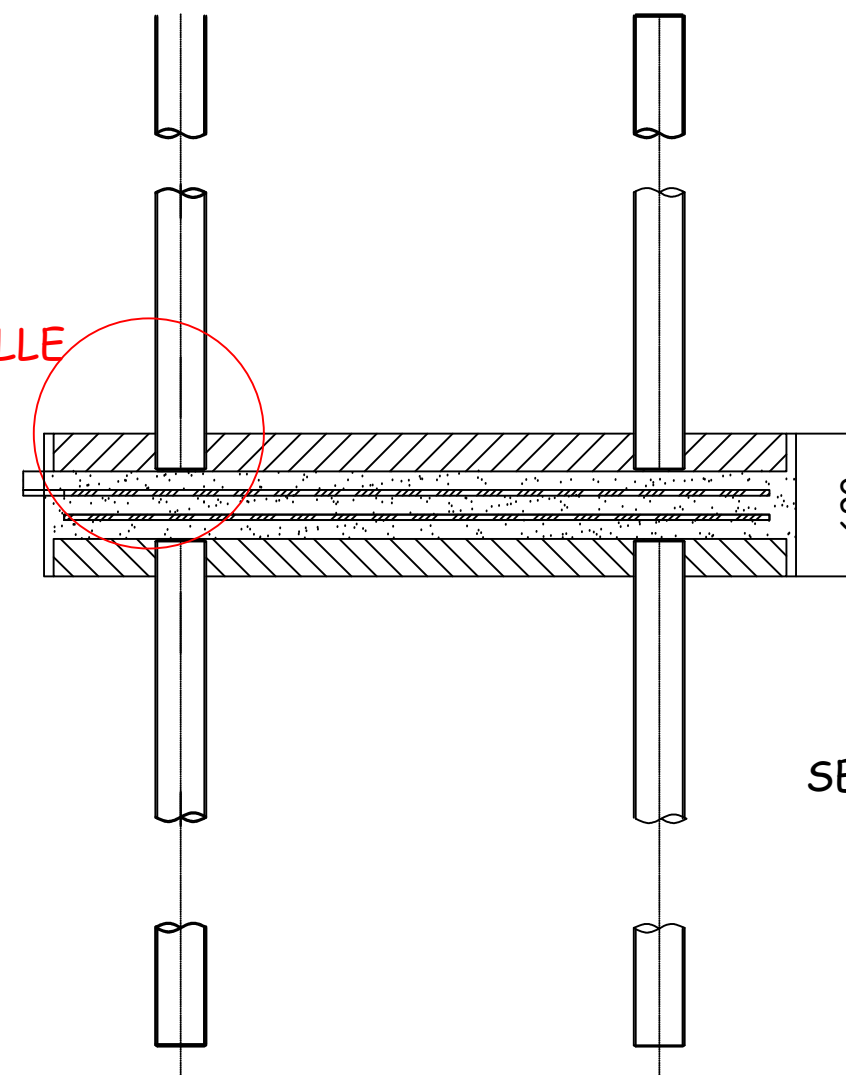




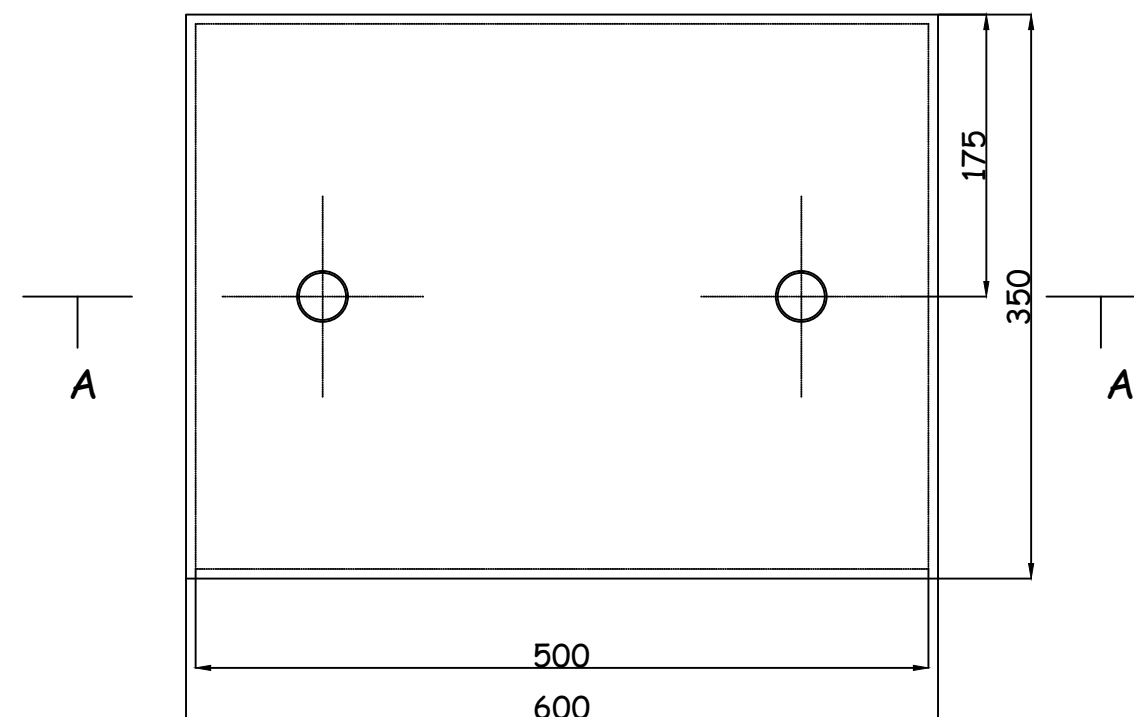
DETALLE



DETALLE



SECCIÓN A-A'



Universidad Politécnica de Cartagena

AUTOR  
PROYECTO

Ana Almagro Armet

DIRECTOR PROYECTO

Alfonso Martínez Martínez

TÍTULO

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN EN  
ALHAMA DE MURCIA, P.K. 598 DE LA A-7.MURCIA

DESIGNACION

Aparatos de apoyo

FECHA

23/2/2017

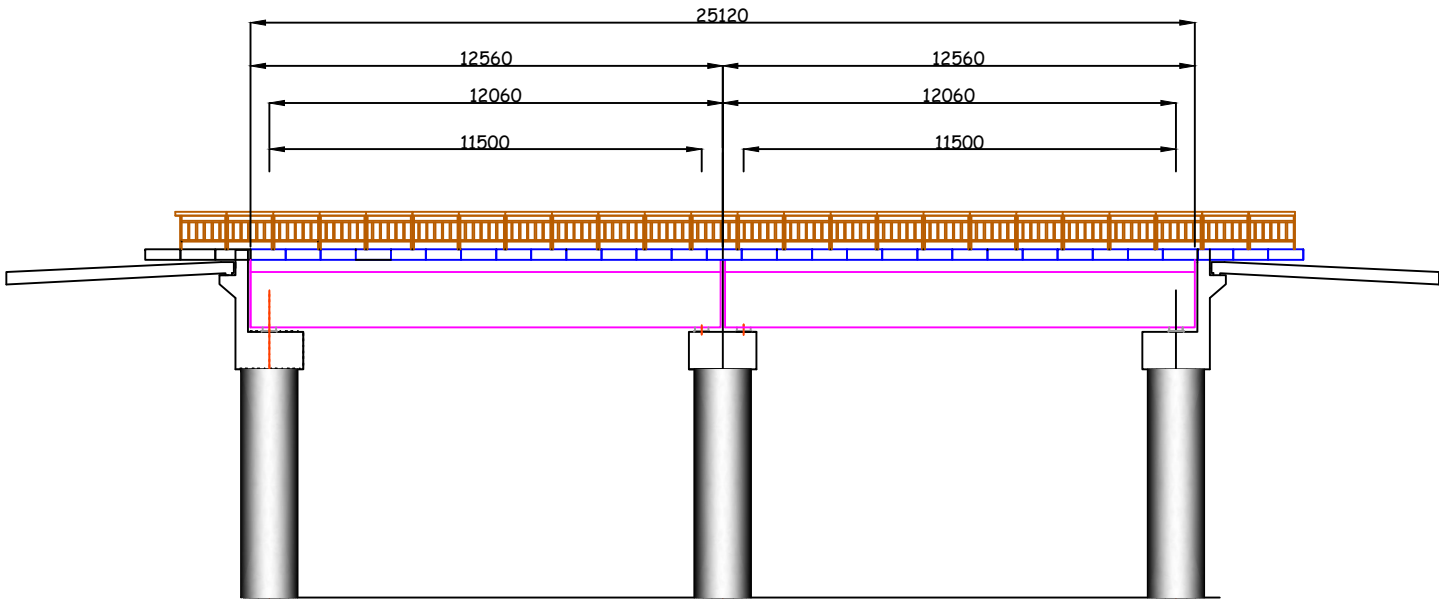
ESCALA

1:50

PLANO  
17



ALZADO LONGITUDINAL DEL PUENTE



ALZADO LONGITUDINAL DEL PUENTE CON RELLENO DE GRAVA EN LOS ESTRIBOS

